



Aedes.PCM 2017

PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MURATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Documento di validazione

Ultima revisione di questo documento: 27.04.2017

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2017 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073 - Fax: +39 0571 401173

E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma PCM, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

PCM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare PCM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di PCM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a PCM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in PCM soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di PCM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

INDICE

1. INTRODUZIONE

- 1.1. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SOFTWARE Aedes.PCM
- 1.2. VALIDAZIONE DEL SOFTWARE E NORMATIVA TECNICA

2. SOLUTORE AD ELEMENTI FINITI

- 2.1. ASSEMBLAGGIO DELLE MATRICI DELLE RIGIDENZE E DELLE MASSE
- 2.2. SISTEMI LINEARI E CALCOLO AUTOVALORI

3. CASI RISOLTI E COMMENTATI: TECNICHE DI ANALISI

- 3.1. ANALISI MODALE
- 3.2. SCHEMATIZZAZIONI SHEAR-TYPE

4. CASI RISOLTI E COMMENTATI: STRUTTURE IN MURATURA

- 4.1. PARETE MURARIA MULTIPIANO CON APERTURE
- 4.2. CONFRONTO FRA METODO POR E ANALISI PUSHOVER
SECONDO NUOVE NORMATIVE SISMICHE
- 4.3. TEST SPERIMENTALE SU PROTOTIPO TRIDIMENSIONALE

5. ESAME COMPARATIVO SULL'UTILIZZO DI SOFTWARE PER LA RICOSTRUZIONE IN ABRUZZO

- 5.1. COMPORTAMENTO LOCALE
- 5.2. COMPORTAMENTO GLOBALE
 - 5.2.1. MODELLAZIONE DELLA PARETE A TELAIO EQUIVALENTE
 - 5.2.2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI
 - 5.2.3. MODELLAZIONE DELLE FASCE DI PIANO
 - 5.2.4. MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO
 - 5.2.5. ANALISI E CRITICITA' DEI RISULTATI
 - 5.2.6. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER IL COMPORTAMENTO SISMICO NEL PIANO
 - 5.2.7. CONCLUSIONI

1. INTRODUZIONE

In questo capitolo vengono descritte:

- le caratteristiche principali del software Aedes.PCM, dove vengono esplicitati i criteri di generazione del codice di calcolo;
- i criteri di validazione del software tecnico, in confronto con le vigenti richieste Normative.

1.1. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SOFTWARE AEDES.PCM

Questo paragrafo illustra i criteri fondamentali alla base del software PCM. Ai fini della validazione nei confronti dell'utilizzo professionale è fondamentale dichiarare l'origine e le finalità del software.

Aedes.PCM è dedicato alla modellazione e all'analisi di strutture in muratura, nuove ed esistenti, con particolare attenzione al comportamento in zona sismica.

Oltre alle tipologie tradizionali, quali ad esempio i fabbricati isolati, PCM consente lo studio di edifici generici: in aggregato, monumentali, su piani sfalsati, con varia articolazione plano-altimetrica, misti in muratura e altri materiali. E' possibile schematizzare modelli 2D (soli paramenti) e 3D (modelli spaziali). Sono previste modellazioni per sottostrutture (scomposizione di fabbricati complessi) e analisi per fasi e per epoche costruttive.

E' possibile descrivere gran parte dei casi reali attraverso funzioni evolute e metodi appropriati.

Le analisi implementate sono: modale, statica lineare non sismica, sismica lineare (statica e dinamica modale), sismica statica non lineare (pushover), cinematica (meccanismi di collasso).

In analisi cinematica, lo studio realistico dei volumi interessati dai cinematismi consente la visualizzazione interattiva dei fenomeni di ribaltamento rigido, mostrando in tempo reale le verifiche di sicurezza.

L'analisi globale (elastica, lineare e non lineare) è organizzata come ambiente di tipo SAP ("Structural Analysis Program", tipico software ad elementi finiti, originariamente sviluppato a Berkeley, California, di cui esistono in Internet versioni pubbliche) applicato agli edifici in muratura (i fondamenti teorici del software sono trattati nel volume 'Teoria' della manualistica di PCM).

Le principali linee guida per la creazione e gli aggiornamenti del software PCM sono le seguenti:

- adozione di modelli di calcolo consolidati e indipendenti da uno specifico software commerciale;
- concezione del software come evoluzione delle metodologie utilizzate in passato, con le quali è possibile eseguire confronti;
- esclusione di macroelementi aventi algoritmi non resi completamente pubblici e quindi di fatto non ripetibili da terzi.

• **Confronto continuo con la ricerca scientifica, in ambito indipendente**

Aedes.PCM è frutto di un continuo confronto con la Ricerca Scientifica, mantenendo l'indipendenza professionale e senza utilizzare 'metodi esclusivi' non controllabili con altri codici.

Docenti Universitari esperti nel settore collaborano con Aedes a vari livelli, anche svolgendo Ricerche su incarico specifico.

In generale, i prodotti della Ricerca universitaria vengono integrati nei programmi Aedes solo ove corrispondono a metodologie rese pubbliche in modo chiaro e realmente codificabile in un software indipendente.

Riteniamo che Università, Software-house e Professionisti debbano interagire fra loro in modo trasparente e mantenendo ognuno il proprio ruolo. L'indipendenza della software-house è garanzia di un approccio critico costruttivo senza conflitti d'interesse. Ogni sforzo deve essere fatto per inquadrare correttamente le potenzialità e i limiti del campo applicativo dei metodi proposti.

Tutte le procedure di calcolo adottate nel software Aedes nascono con riferimento ad autorevoli pubblicazioni del settore; gli sviluppi originali in ambiente Aedes sono dichiarati e descritti nella documentazione associata al software. I documenti di validazione, conformi alle vigenti richieste di Normativa, contengono ogni riferimento necessario per la comprensione delle metodologie implementate.

• **Metodi di analisi e verifica specifici per edifici in muratura**

I metodi utilizzati sono studiati appositamente per gli edifici in muratura, e non sono derivati da ambienti pensati per cemento armato o acciaio. Lo scopo è dare alla muratura e alle tecniche costruttive storiche piena dignità, proponendo metodi di calcolo che per questo tipo di strutture non sono legati solo alla Scienza della Costruzioni, ma anche all'importantissima Statica Grafica.

L'analisi globale degli edifici in muratura è condotta con il metodo del telaio equivalente, opportunamente proposto in PCM con molte osservazioni e consigli in modo da sfruttarne pienamente le possibilità applicative.

• **Modellazione della muratura con Telaio equivalente**

Il metodo a telaio equivalente è a tutt'oggi consigliato nei documenti normativi di riferimento (inclusi gli EuroCodici) ed è proposto in molte Ricerche italiane e internazionali: ha il grande merito di unire semplicità a potenza di calcolo; come ogni altro schema matematico, deve essere usato con conoscenza delle sue potenzialità e dei suoi limiti, nell'ambito di un ambiente specializzato, come appunto PCM.

In PCM, ad esempio, la definizione delle zone rigide con varie modalità consente confronti e modellazioni alternative. Lo schema globale non è forzatamente di tipo shear-type: nodi ed aste possono avere vincoli esterni e interni qualsiasi, per rappresentare anche comportamenti alternativi (mensole accoppiate, singoli paramenti, ...)

Può essere inappropriato ricorrere a elementi bidimensionali con comportamento elastico o a macroelementi pur validi nella loro originaria impostazione ma di dubbia comprensibilità: appare preferibile seguire una via semplice e chiara, e contemporaneamente rivolgersi alla Ricerca per affrontare analisi con software evoluti in modo da 'tarare' adeguatamente le tecniche più semplici offerte ai Professionisti.

Peraltro, si tenga presente che eccessive raffinatezze sui modelli globali a elementi finiti corrispondono spesso a precisioni illusorie, a causa dell'aleatorietà dei dati sui materiali murari.

In generale, in analisi globale piuttosto che ricercare una soluzione 'esatta' appare preferibile inquadrare correttamente l'ordine di grandezza dei risultati tenendo conto della possibile variazione dei dati.

Contemporaneamente, è molto importante riservare grande attenzione all'analisi locale per meccanismi di collasso, concettualmente semplice e molto affidabile nei risultati. Di fatto, la maggior parte delle strutture danneggiate dal sisma presenta crolli per perdita di equilibrio più che per superamento delle resistenze.

Si riporta un estratto dall'EuroCodice 8 contenente il riferimento alla modellazione a telaio di edifici in muratura sottoposti ad analisi sismica:

NORMA EUROPEA	Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici	UNI EN 1998-1
---------------	---	---------------

MARZO 2005

Eurocode 8
Design of structures for earthquake resistance
Part 1: General rules, seismic actions and rules for building

Versione italiana
del gennaio 2007

Corretta il
5 agosto 2010

La norma stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che in caso di terremoto le vite umane siano protette, i danni siano limitati, e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio.

(...)

9 **REGOLE SPECIFICHE PER EDIFICI DI MURATURA**

9.1 **Scopo e campo di applicazione**

- (1)P La presente sezione si applica alla progettazione di costruzioni di muratura non armata, confinata ed armata, in regioni sismiche.
- (2)P Per quanto riguarda la progettazione di edifici di muratura vale quanto contenuto nella EN 1996. Le seguenti regole vanno ad aggiungersi a quelle della EN 1996.

uni

UNI EN 1998-1:2005

© UNI Pagina 151

(...)

9.4

Analisi strutturali

- (1)P Il modello strutturale per le analisi dell'edificio deve rappresentare le proprietà di rigidità dell'intero sistema.
- (2)P La rigidità degli elementi strutturali deve essere valutata tenendo conto sia della deformabilità flessionale che di quella tagliante e, se necessario, di quella assiale. Si può utilizzare per l'analisi la rigidità elastica non fessurata o, preferibilmente e più realisticamente, la rigidità fessurata al fine di tenere conto dell'influenza della fessurazione sulle deformazioni e per meglio approssimare la pendenza del primo tratto di un modello forza-deformazione bilineare per l'elemento strutturale.
- (3) In mancanza di un'accurata valutazione delle proprietà di rigidità, supportata da analisi razionali, la rigidità flessionale e a taglio fessurata possono essere considerate la metà della rigidità elastica non fessurata della sezione lorda.
- (4) Nel modello strutturale i parapetti delle volte di muratura possono essere considerati come travi di collegamento tra due pareti se essi risultano essere collegati in maniera regolare alle pareti vicine e collegati sia alla trave di collegamento del solaio che all'architrave sotto.
- (5) Se il modello strutturale tiene conto delle travi di collegamento si può utilizzare un'analisi a telaio per determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali orizzontali e verticali.



uni

UNI EN 1998-1:2005

© UNI Pagina 153

• **Completo controllo da parte del progettista**

Nello studio degli edifici in muratura, ed in particolare nelle analisi non lineari, tutti i passi e le verifiche devono essere ripercorribili dagli Utenti: nessun metodo deve lasciare perplessità, e soprattutto le curve pushover devono corrispondere a elaborazioni comprensibili.

Nel software Aedes le procedure automatiche per la modellazione architettonica e strutturale non sostituiscono mai il completo controllo da parte del Progettista, ma svolgono un ruolo importante per aiutarlo nella definizione dei criteri standard e delle scelte più consuete. Ogni parametro è sotto controllo e può essere modificato per rappresentare correttamente il comportamento strutturale.

Normative complesse come quella in vigore, metodi ingegneristici non pienamente comprensibili e la potenza di calcolo degli attuali computer, possono interagire fra loro generando elaborazioni illusorie, e di conseguenza esponendo al rischio di minore sicurezza rispetto al passato, quando si usavano Norme, metodi e strumenti di calcolo più semplici.

L'unica via è utilizzare le nuove tecnologie mantenendole sotto controllo e ricordando l'esperienza del passato: vogliamo e dobbiamo essere Progettisti consapevoli che valorizzano la propria capacità professionale.

1.2. VALIDAZIONE DEL SOFTWARE E NORMATIVA TECNICA

Il D.M. 14.1.2008, in §10.2, prevede che il software sia corredato di un documento di validazione finalizzato a dimostrarne l'affidabilità. La norma richiede esplicitamente che siano discussi i seguenti punti:

1. Individuazione dei campi di impiego del programma
 2. Descrizione delle basi teoriche
 3. Sperimentazione del programma attraverso l'ausilio di casi di prova completamente risolti e commentati.
- I punti 1. e 2. sono ampiamente trattati nell'ambito della manualistica del software.

Relativamente alla scelta dei codici, questi sono ad elementi finiti (di tipo monodimensionale), per quanto riguarda le analisi elastiche ed elasto-plastiche. Dopo l'analisi, il software provvede all'esecuzione delle verifiche di sicurezza. Queste verifiche possono essere svolte sia in campo lineare che non-lineare (pushover). Le verifiche in campo lineare sono un'implementazione diretta delle formulazioni riportate in Normativa (D.M. 14.1.2008) per pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale, pressoflessione ortogonale, verifiche di spostamento. Per le procedure non-lineari, la documentazione allegata (Teoria) illustra in modo dettagliato le procedure implementate nel software. Sempre nel campo numerico, sono da considerarsi le tecniche di calcolo usate in Analisi Cinematica (ai fini dello studio dei meccanismi di collasso), che si basano sulla meccanica dei corpi rigidi ed implementano formulazioni analitiche dirette e quindi non interessate da processi di calcolo numerico con inerenti tolleranze di precisione.

La questione della validazione può essere affrontata analizzandone i diversi aspetti.

(A) Validazione del proprio progetto

Questa fase riguarda il particolare progetto esaminato: il giudizio sull'affidabilità dei risultati può essere espresso:

- I) utilizzando analisi e verifiche semplificate disponibili in PCM;
- II) controllando i parametri ritenuti significativi (sollecitazioni e deformazioni nelle aste, spostamenti dei nodi, reazioni vincolari, deformate modali), come per una qualsiasi analisi strutturale condotta con calcolo automatico.

(B) Validazione del software in generale

(B.1) Validazione dell'analisi dei carichi

I carichi generati dal software a partire dalla definizione dei campi di solaio possono essere visualizzati graficamente utilizzando le apposite opzioni di PCM; in tal modo l'Utente può accertarne la validità in modo diretto, ad esempio eseguendo confronti con semplici calcoli manuali basati sulle aree di influenza.

(B.2) Validazione del solutore ad elementi finiti

Le caratteristiche del solutore FEM sono descritte in p.2. Trattandosi di elementi finiti monodimensionali (aste), le procedure analitiche non richiedono ipotesi sui campi di spostamento; il metodo dell'equilibrio, applicato ad un insieme intelaiato di aste, noto dalla Scienza delle Costruzioni, corrisponde esattamente alla procedura risolutiva di PCM.

(B.3) Validazione delle procedure di verifica delle muratura

(B.3.1) Questa avviene attraverso il confronto:

I) con verifiche semplici (il Por rispetto alla Pushover, o verifiche manuali) di cui sono noti i risultati (da calcoli manuali o dall'uso di algoritmi di comprovata validità);

II) e, se disponibili, con casi risolti ufficialmente pubblicati come test di riferimento (ad es. in appendici di testi normativi).

(B.3.2) Qualora si intenda utilizzare il software per un confronto con i risultati di un test sperimentale, deve essere tenuta presente anche la questione di quanto effettivamente siano rappresentativi della realtà gli algoritmi di verifica proposte dalle Norme; ciò è evidentemente un aspetto 'a priori' indipendente dalla bontà delle procedure numeriche implementate nel software. In altri termini, l'impostazione del software può essere anche 'perfetta', ma se la tecnica di schematizzazione non è appropriata per rappresentare il comportamento reale dell'edificio oggetto di studio, i risultati potranno non essere concordi: tale aspetto tuttavia esula dalla validazione del software in sé (in altre parole, il problema si sposta nella 'validazione' degli algoritmi teorici).

2. SOLUTORE AD ELEMENTI FINITI

Riferimenti bibliografici

(principali opere consultate per la redazione del metodo ad elementi finiti implementato in PCM)

[2.1] J. S. Przemieniecki: "Theory of Matrix Structural Analysis", Dover Publications Inc., New York, 1985

[2.2] J. A. D. Balfour: "Analisi di strutture col calcolatore", Hoepli, Milano, 1990

[2.3] PC-SAP4: "A structural analysis program for static and dynamic response of linear systems", by Bruce F. Maison, 1994, based on SAP4 developed by K.J.Bathe, E.L.Wilson, F.E.Peterson, University of California, Berkeley, IBM mainframe version by University of Southern California, 1974

[2.4] F. Cappello, G.M. Cocchi, G. Menditto: "Metodi matematici nell'ingegneria strutturale", ESAC, Roma, 1990

Il solutore numerico di PCM si compone di due parti.

La prima parte, sviluppata da Aedes e integrata in PCM, provvede alla creazione della matrice di rigidezza del sistema (p.2.1). E' così possibile tenere conto di aspetti tipici degli edifici in muratura spesso non gestiti da solutori destinati ad altro utilizzo (ad esempio: deformabilità a taglio, indispensabile per strutture 'tozze' quali i maschi murari; rigidezze fessurate (percentuali delle rigidezze elastiche); zone rigide agli estremi dell'asta distinte nei due piani di flessione; gradi d'incastro interno, per schematizzare aste semi-incastrate; aste infinitamente rigide; assemblaggi di rigidezze per pareti geometricamente 'spezzate' per le quali si voglia comunque considerare la continuità strutturale). Nella costruzione delle matrici di rigidezza, PCM segue algoritmi ampiamente testati, analoghi alle procedure SAP (Berkeley, California) reperibili anche in open-source su Internet.

La seconda parte (p.2.2) è costituita dal solutore numerico vero e proprio, ed è dedicata alla risoluzione dei sistemi lineari e dei problemi agli autovalori legati alle analisi modali. Al fine di garantire la massima robustezza di calcolo, e rispettare i requisiti di qualità richiesti al software, Aedes integra componenti matematici sviluppati da software-houses con comprovata validità a livello internazionale, di ampio spettro applicativo e con estesa e dettagliata documentazione di validazione (rivolgersi a: info@aedes.it per ulteriori informazioni).

2.1. ASSEMBLAGGIO DELLE MATRICI DELLE RIGIDEZZE E DELLE MASSE

Si descrive la costruzione della **matrice di rigidezza K** della struttura, definendo anzitutto la matrice di rigidezza locale di una singola asta.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$\frac{EA}{\ell}$	0	0	0	0	0	$\frac{-EA}{\ell}$	0	0	0	0	0
2		$\frac{12 EJ_z}{\ell^3 (1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{6 EJ_z}{\ell^2 (1+\Phi_y)}$	0	$\frac{-12 EJ_z}{\ell^3 (1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{6 EJ_z}{\ell^2 (1+\Phi_y)}$
3			$\frac{12 EJ_y}{\ell^3 (1+\Phi_z)}$	0	$\frac{-6 EJ_y}{\ell^2 (1+\Phi_z)}$	0	0	0	$\frac{-12 EJ_y}{\ell^3 (1+\Phi_z)}$	0	$\frac{-6 EJ_y}{\ell^2 (1+\Phi_z)}$	0
4				$\frac{GJ_x}{\ell}$	0	0	0	0	0	$\frac{-GJ_x}{\ell}$	0	0
5					$\frac{(4 + \Phi_z) EJ_y}{\ell (1+\Phi_z)}$	0	0	0	$\frac{6 EJ_y}{\ell^2 (1+\Phi_z)}$	0	$\frac{(2 - \Phi_z) EJ_y}{\ell (1+\Phi_z)}$	0
6						$\frac{(4 + \Phi_y) EJ_z}{\ell (1+\Phi_y)}$	0	$\frac{-6 EJ_z}{\ell^2 (1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{(2 - \Phi_y) EJ_z}{\ell (1+\Phi_y)}$
7							$\frac{EA}{\ell}$	0	0	0	0	0
8								$\frac{12 EJ_z}{\ell^3 (1+\Phi_y)}$	0	0	0	$\frac{-6 EJ_z}{\ell^2 (1+\Phi_y)}$
9									$\frac{12 EJ_y}{\ell^3 (1+\Phi_z)}$	0	$\frac{6 EJ_y}{\ell^2 (1+\Phi_z)}$	0
10										$\frac{GJ_x}{\ell}$	0	0
11											$\frac{(4 + \Phi_z) EJ_y}{\ell (1+\Phi_z)}$	0
12												$\frac{(4 + \Phi_y) EJ_z}{\ell (1+\Phi_y)}$

Fig. 2.1.1. Matrice di rigidezza **k** dell'elemento 'beam' (asta spaziale); la lunghezza ℓ corrisponde alla luce deformabile

In fig. 2.1.1 è illustrata la matrice di rigidezza **k** dell'**asta spaziale 3D di tipo 'beam'**, cioè un elemento monodimensionale con rigidezza flessionale e torsionale. La matrice di rigidezza **k** è simmetrica: $k_{ij} = k_{ji}$, $i,j=1,\dots,12$.

Nelle espressioni dei coefficienti della matrice, sono utilizzati i termini Φ_y e Φ_z che tengono conto della **deformabilità a taglio**:

$$\Phi_y = (12 E J_z) / (G A_{Ty} \ell^2)$$

$$\Phi_z = (12 E J_y) / (G A_{Tz} \ell^2)$$

I coefficienti Φ_y e Φ_z sono nulli se si prescinde dalla deformabilità a taglio (questa opzione è inclusa nei Parametri di Calcolo, scheda Generali). Per gli edifici in muratura ed in generale per tutti gli elementi di tipo 'parete' ha fondamentale importanza considerare l'influenza della deformabilità a taglio.

L'elemento 'beam' è collegato agli altri elementi della struttura tramite vincoli di continuità (incastri interni) e costituisce il classico elemento 'trave' delle strutture intelaiate. Le caratteristiche di sollecitazione sono riferite ad una terna destrorsa (assi locali) con l'asse x coincidente con l'asse geometrico (baricentrico) dell'elemento e gli assi y e z coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione trasversale.

La matrice di rigidezza illustrata in fig. 2.1.1 si riferisce al **tratto deformabile dell'asta**, cioè la luce interna dell'asta depurata dalle zone rigide di estremità. Si noti che per gli schemi a 'telaio equivalente' ha fondamentale importanza considerare aste a comportamento misto rigido-deformabile.

Le aste in muratura, come noto, possono essere caratterizzate da **zone rigide** distinte nei due piani di flessione: un maschio murario, ad esempio, trova l'irrigidimento in sommità a causa della fascia di piano: questo irrigidimento interessa il piano complanare della parete; ma lo stesso maschio non presenta normalmente irrigidimenti significativi nel piano ortogonale.

In generale, si dovranno considerare lunghezze di deformazione diverse nei due piani di flessione. I coefficienti della matrice di rigidezza devono quindi essere corretti in base a tale aspetto.

Più in dettaglio, ciò significa:

- sostituire ℓ con ℓ_{xz} (lunghezza di deformazione nel piano locale xz) nei termini flessionali contenenti EJ_y ;
- sostituire ℓ con ℓ_{xy} (lunghezza di deformazione nel piano locale xy) nei termini flessionali contenenti EJ_z ;
- per i termini assiale e torsionale è possibile fare riferimento ad una lunghezza deformabile media fra le due diverse lunghezze deformabili nei due piani di flessione: ℓ viene sostituito da $(\ell_{xy} + \ell_{xz})/2$ nei termini in EA e GJ_x .

Per un'asta **infinitamente rigida**, i moduli di elasticità E e G vengono adeguatamente amplificati.

I coefficienti della matrice di rigidezza subiscono ulteriori modifiche qualora l'asta sia affetta da una **riduzione della rigidezza elastica (rigidezza fessurata)**, o rigidezza secante per pareti che hanno superato il limite elastico ma non sono ancora collassate nel corso delle analisi non lineari; queste rigidezze sono inferiori alla rigidezza iniziale di tipo elastico. PCM consente l'applicazione di rigidezze ridotte anche ad analisi statiche lineari non sismiche).

Per aste aventi tipologie di pareti (inclusi i maschi murari), fasce (strisce e sottofinestra) e travi, i fattori riduttivi delle rigidezze vengono applicati ai termini flessionale EJ e tagliante GA complanari. La fessurazione dell'elemento può essere infatti riferita essenzialmente al comportamento nel piano dell'elemento (comportamento elasto-plastico delle pareti murarie).

Per tutti gli altri elementi verticali (es.: pilastri in acciaio) le rigidezze fessurate vengono applicate in tutte le direzioni, in quanto in tali casi non è possibile distinguere un piano 'complanare' e uno 'ortogonale'.

Per le bielle di controvento, che possono superare il limite elastico durante l'analisi non lineare, la riduzione viene applicata al termine assiale.

Infine, nessuna riduzione di rigidezza è prevista per elementi aventi le seguenti tipologie: fondazioni, collegamenti rigidi, conci murari, giunti di conci murari e pilastri in muratura.

La riduzione della rigidezza nella costruzione della matrice dipende dalle opzioni specificate in input, e può riguardare indipendentemente le analisi lineari e l'analisi non lineare.

Un altro aspetto che determina modifiche sui coefficienti della matrice di rigidezza è determinato dai **Gradi d'incastro** specificati nei dati Aste. E' infatti possibile definire un semincastro interno al vertice iniziale e/o al vertice finale, nel piano xy e/o nel piano xz, sempre con riferimento alla luce deformabile del piano del semincastro. Il semincastro equivale alla rigidezza di una molla di torsione posta nell'estremo. Al di là delle specifiche fornite in input nei dati Aste, nell'esecuzione delle successive sotto-curve in Analisi Non Lineare, presentano semincastri tutte le aste che hanno manifestato la formazione di una cerniera plastica (alla base o in sommità) per pressoflessione, ma non sono collassate al termine della sotto-curva precedente (la curva è terminata per il collasso di altri elementi), e quindi devono ripartire, all'inizio della sotto-curva successiva, con una configurazione degradata, rappresentata appunto dal vertice ancora internamente incastrato ma con rigidezza ridotta.

Nella costruzione della matrice di rigidezza, particolari relazioni devono inoltre essere applicate alle travi su suolo elastico alla Winkler.

Nel caso di aste non internamente incastrate ma caratterizzate da **svincolamenti interni**, cioè da una o più componenti di spostamento libere agli estremi (un esempio è la 'biella', elemento incernierato agli estremi), la matrice \mathbf{k} viene ridotta alle sole componenti vincolate, tramite metodi di condensazione statica.

Successivamente, interviene una **trasformazione** per tenere conto delle **zone rigide** di estremità, riconducendo la matrice - inizialmente costruita sulla luce deformabile - all'asta completa. La matrice di trasformazione \mathbf{t} è costruita a partire dalla matrice identità \mathbf{I} :

$t_{ij} = 1$ per $i=j$, $t_{ij} = 0$ per $i \neq j$
con le seguenti modifiche:

$$t(5,3) = -ZR_{ixz}$$

$$t(6,2) = ZR_{ixy}$$

$$t(11,9) = ZR_{jxz}$$

$$t(12,8) = -ZR_{jxy}$$

dove i termini ZR_{ixy} ZR_{ixz} ZR_{jxy} ZR_{jxz} coincidono con le zone rigide definite nei dati Aste per il tratto iniziale (i) e il tratto finale (j) nei due piani di flessione xy e xz. La relazione di trasformazione è la seguente:

$$\mathbf{k}' = \mathbf{t} \mathbf{k} \mathbf{t}^t$$

\mathbf{k}' è la matrice di rigidezza locale ricondotta all'asta a comportamento misto rigido-deformabile.

La matrice di rigidezza viene infine ricondotta dal riferimento locale al globale tramite la matrice di rotazione λ :

$$\mathbf{k}_{glob} = \lambda^t \mathbf{k}' \lambda$$

La matrice di rigidezza dell'asta nel riferimento globale deve subire inoltre un'altra **trasformazione** di rigidità nel caso che i nodi di vertice dell'asta abbiano componenti di spostamento rigidamente vincolate al nodo master (schematizzazione **master-slave**).

A questo punto avviene l'**assemblaggio** delle singole matrici di rigidezza delle aste **nella matrice di rigidezza K della struttura**.

La **matrice delle masse M**, utilizzata per l'analisi modale, viene costruita con le masse nodali ed è pertanto una matrice diagonale. Ai gradi di libertà dinamici corrispondono generalmente masse traslazionali m_X m_Y e inerzie torsionali I_Z .

Le masse considerate sono quelle appartenenti a CCE sismicamente attive, riconosciute da un coefficiente ψ_2 non nullo.

Anzitutto, vengono processate le masse concentrate inserite direttamente nei nodi; in caso di relazione master-slave, le eventuali masse specificate su nodi slave vengono normalmente ricondotte al nodo master, rispetto al quale generano anche inerzia torsionale.

Successivamente, sono esaminati i carichi concentrati sui nodi ed i carichi concentrati e distribuiti sulle aste (esclusi eventuali carichi applicati su aste su suolo elastico), agenti in direzione Z globale (carichi gravitazionali): tali carichi vengono automaticamente trasformati in masse nodali (riconducendo i pesi a masse tramite la divisione per l'accelerazione di gravità).

Inerzie rotazionali I_X e I_Y non nulle sono inconsuete, e non vengono gestite nella generazione automatica. Eventuali inerzie I_X e I_Y che si vogliono considerare nella struttura, devono essere definite direttamente come masse nodali concentrate. Nel caso di schematizzazione master-slave, l'inerzia rotazionale I_Z viene invece normalmente definita, insieme alle masse traslazionali m_X e m_Y (ed eventualmente m_Z). Per un dato carico agente su un'asta, I_Z è formata dall'inerzia rotazionale del carico più il momento di trasporto verso il nodo di concentrazione della massa.

La definizione delle masse tiene conto dei moltiplicatori per la generazione delle masse: se ad esempio il moltiplicatore traslazionale Y è nullo, vengono generate solo masse traslazionali secondo X.

Durante il calcolo, viene determinata anche la posizione del baricentro (centro delle masse) per ogni piano. In caso di piano rigido, se il nodo master non coincide con un nodo della struttura (cioè non è collegato ad alcuna asta), la sua posizione viene automaticamente ricalibrata facendola coincidere con il baricentro.

2.2. SISTEMI LINEARI E CALCOLO AUTOVALORI

Il solutore agli elementi finiti adottato da PCM utilizza la tecnologia delle matrici sparse.

In breve, ciò significa una maggior efficacia di trattazione di problemi anche di grandi dimensioni, attraverso un'opportuna gestione delle parti numeriche delle matrici effettivamente non nulle, con risparmio di memoria RAM occupata e riduzione dei tempi di elaborazione.

La riduzione dei tempi di calcolo, già rilevante nelle analisi lineari, è particolarmente importante per l'analisi pushover, caratterizzata dalla riesecuzione di molteplici analisi lineari, nel corso dei vari passi incrementali. L'analisi pushover può così essere condotta con tempi ottimizzati anche per problemi di ordine rilevante (per numero di elementi strutturali o per gradi di libertà statici e/o dinamici).

Per il calcolo di autovalori e autovettori, si applica il metodo di Lanczos, una tecnica di risoluzione di grande efficacia nel caso di strutture complesse. E' quindi particolarmente indicato in edifici con impalcati flessibili, dove ogni massa nodale viene considerata vibrante nella sua posizione, con conseguente elevato numero di gradi di libertà dinamici.

N.B. Gli **edifici in muratura con impalcati flessibili** possono essere adeguatamente studiati con PCM attraverso la modellazione tridimensionale e la successiva risoluzione dello schema statico complessivo, caratterizzato da molti gradi di libertà dinamici (le due traslazioni per ogni massa nodale): il solutore adottato da PCM consente appunto un'agevole trattazione di questi casi.

Il Progettista prenderà comunque in considerazione anche l'opportunità di schematizzazioni alternative, ove possibili: se ad esempio in un edificio esistente gli impalcati sono tutti flessibili (non esiste alcun piano rigido), PCM consente anche l'analisi dei singoli paramenti murari 2D (ottenibili per sottomodelli anche da un unico modello 3D), che può sostituire il calcolo di un unico modello 3D, con ridimensionamento dell'onere computazionale (anche se i modelli da processare non sono più uno soltanto ma diventano pari al numero dei paramenti costituenti l'edificio). ■

3. CASI RISOLTI E COMMENTATI: TECNICHE DI ANALISI

L'analisi statica e sismica degli edifici, di qualsiasi tipologia strutturale, si articola in due fasi: analisi numerica del modello matematico, e conseguente svolgimento delle verifiche di sicurezza.

Come illustrato nei paragrafi precedenti, l'analisi numerica di PCM riguarda la tecnica ad elementi finiti per aste (elementi monodimensionali); la prima parte dell'analisi, consistente nella costruzione delle matrici di rigidità e di massa è svolta dal codice originale di PCM, mentre la seconda parte, dedicata alla soluzione del problema matematico (sistema lineare e/o analisi modale), è svolta dal solutore (cfr. p.2.2).

La validazione di PCM dal punto di vista dell'analisi strutturale può essere condotta con qualsiasi esempio di un insieme di aste sottoposto a carichi statici e/o sismici, di cui siano noti i risultati p.es. da formulazioni analitiche o dall'utilizzo di altre procedure di comprovata validità. Fra gli innumerevoli casi che possono essere assunti come riferimento, in questo Manuale si riportano due test riguardanti l'Analisi Modale (p.3.1) e la soluzione statica di uno schema shear-type (p.3.2).

Come è evidente, PCM può essere utilizzato per l'analisi di qualsiasi sistema intelaiato (composto cioè da aste), comunque caricato e vincolato, e di qualsiasi materiale (e quindi non solo muratura). I test per strutture generiche su PCM ne convalidano l'implementazione degli algoritmi.

In seguito, nei paragrafi p.4.1, 4.2, 4.3 studi dettagliati vengono dedicati alla verifica strutturale degli edifici in muratura, costituenti il principale campo applicativo del software PCM.

3.1. ANALISI MODALE

Riferimenti bibliografici

[3.1.1] SAP2000®, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, VERIFICATION MANUAL, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, Version 6.1, Revised July 1997

[3.1.2] ETABS®, Integrated Software for Structural Analysis and Design, SOFTWARE VERIFICATION EXAMPLES, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, Version 8, June 2003

Files dati di riferimento, installati dal software:

confronto con SAP 2000: Pcm\Esempi_Validazione\Eigenvalue_Bathe_and_Wilson.vdml

confronto con ETABS: Pcm\Esempi_Validazione\Eigenvalue_Bathe_and_Wilson_ETABS.vdml

Dalla documentazione di validazione dei software SAP 2000 ed ETABS © Computer and Structures, Berkeley, California, si trae un test di validazione per il calcolo degli autovalori. In SAP 2000 le masse sono considerate attive in direzione orizzontale e verticale; in ETABS solo in direzione orizzontale. Ciò permette un confronto dettagliato con PCM, dove sono possibili entrambe le schematizzazioni.

Example 2

Bathe and Wilson Frame — Eigenvalue Problem

Description

This is a ten-bay, nine-story, two-dimensional frame structure solved in Reference [1]. The framing and the material and section properties are shown in Figure 2-1. The mass per unit length and other properties used are consistent with References [1] and [2], to which the results are compared. The first three eigenvalues are computed.

Significant Options of SAP2000 Activated

- Two-dimensional frame analysis
- Eigenvalue analysis

Input Data

The computer model used is shown in Figure 2-1. Kip-foot units are used. Mass per unit length of the members is specified. The program automatically computes the joint masses to be used in the eigenvalue analysis.

The input data file for this example is FRAMEBW.

Comparison of Results

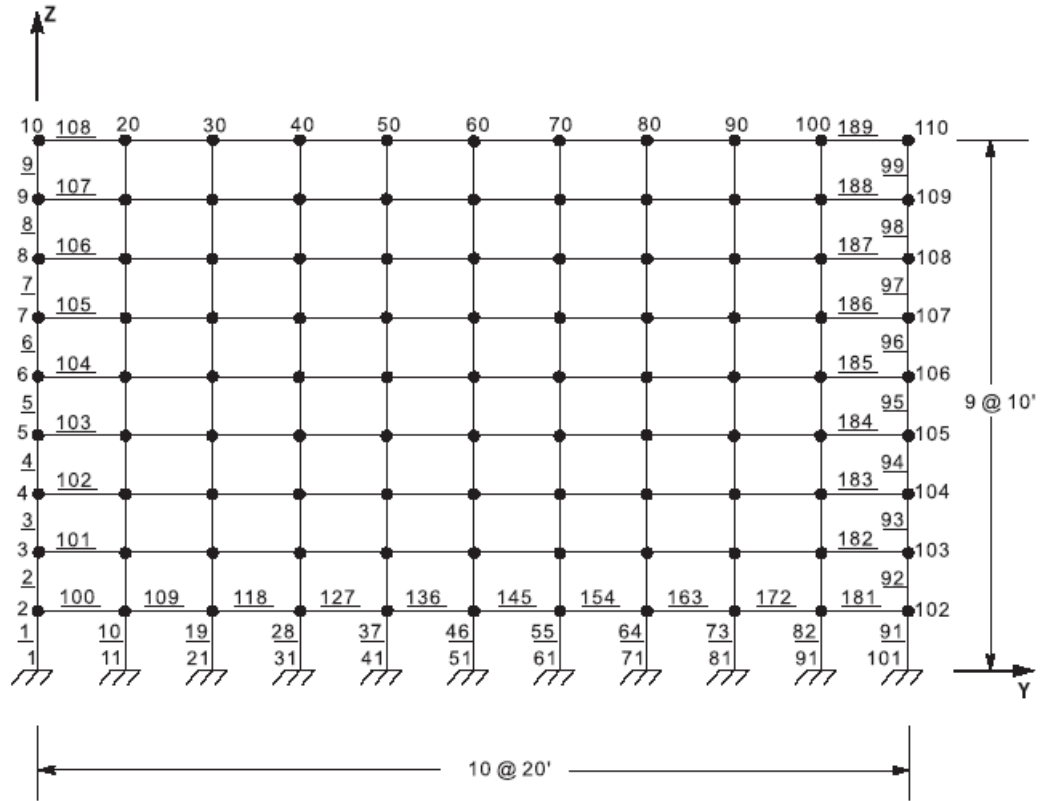
A comparison of the first three eigenvalues computed by SAP2000 with results from References [1] and [2] is presented in Figure 2-2. The comparison is excellent.

References

1. **Bathe, K. J. and Wilson, E. L.**
Large Eigenvalue Problems in Dynamic Analysis, Journal of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 98, No. EM6, Proc. Paper 9433, Dec. 1972.
2. **Peterson, F. E.**
EASE2, Elastic Analysis for Structural Engineering, Example Problem Manual, Engineering Analysis Corporation, Berkeley, California, 1981.

Example 2

Bathe and Wilson Frame — Eigenvalue Problem



4 JOINT NUMBER
 4 MEMBER NUMBER

TYPICAL PROPERTIES
 AREA = 3 ft²
 MOMENT OF INERTIA = 1 ft⁴
 MODULUS OF ELASTICITY = 4.32x10⁵ ksf
 MASS PER UNIT LENGTH = 3 kip•sec²/ft/ft

Figure 2-1
 Bathe and Wilson Frame Example

SAP2000 Verification Manual

Mode	SAP2000	Reference [1]	Reference [2]
1	0.589541	0.589541	0.589541
2	5.52696	5.52695	5.52696

Figure 2-2
 Comparison of Eigenvalues

Nine-Story, Ten-Bay Plane Frame Eigenvalue Analysis

Description

This is a nine-story, ten-bay plane frame, as shown in Figure 6-1.

An eigenvalue analysis is made.

Significant Options of ETABS Activated

- Two-dimensional frame analysis
- Eigenvalue analysis

Computer Model

The frame is modeled with eleven column lines and ten bays. Kip-ft-second units are used.

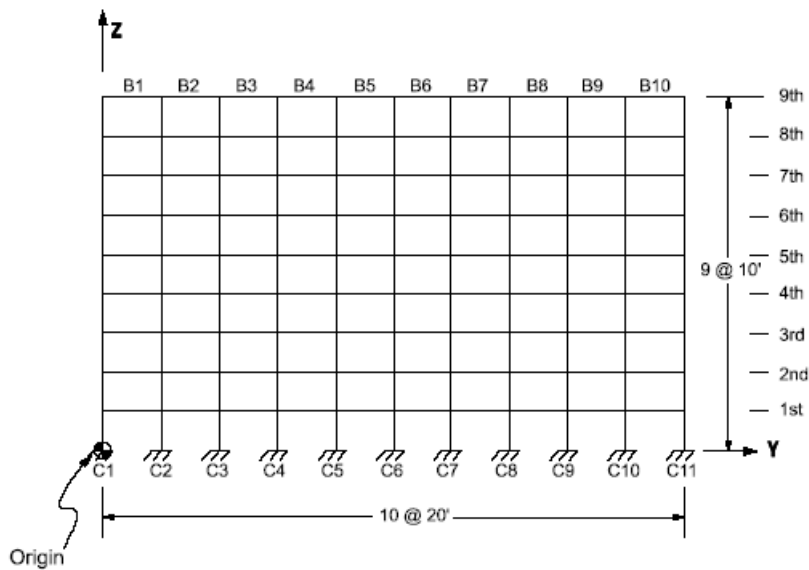


Figure 6-1 Nine-Story, Ten-Bay Plane Frame

A modulus of elasticity of 432000 ksf is used. A typical member axial area of $3ft^2$ and moment of inertia of $1ft^4$ are used. A mass of $3kip\text{-sec}^2/ft/ft$ of member length is converted to story mass using tributary lengths and used for the analysis.

The input data filename for this example is EX6.EDB. This file is available on the CD.

Comparison of Results

This example is also analyzed in Wilson and Habibullah (1992) and Bathe and Wilson (1972). There are two differences between the ETABS analysis and the analyses of the references. The models of the references assign vertical and horizontal mass degrees of freedom to each joint in the structure. However, the ETABS model only assigns horizontal masses and additionally, only one horizontal mass is assigned for all the joints associated with any one floor level.

6 - 2 Comparison of Results

The eigenvalues obtained from ETABS are compared in Table 6-1 with results from Wilson and Habibullah (1992) and Bathe and Wilson (1972). Considering the differences in modeling enumerated herein, the comparison is excellent.

Table 6-1 Comparison of Results for Eigenvalues

Quantity	ETABS	Wilson and Habibullah	Bathe and Wilson
1	0.58964	0.58954	0.58954
2	5.53195	5.52696	5.52695
3	16.5962	16.5879	16.5878

References

Bathe, K.J. and E.L. Wilson 1972. Large Eigenvalue Problems in Dynamic Analysis. Journal of the Eng. Mech. Div. ASCE. Vol. 98, No. EM6, Proc. Paper 9433. December.

Wilson, E.L. and A. Habibullah 1992. *SAP90, Sample Example and Verification Manual*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.

Nelle pagine precedenti sono stati riportati estratti dalla documentazione di SAP 2000 ed ETABS, © Computer and Structures, Berkeley, che verranno qui di seguito confrontati con gli output di PCM. Prima di esaminare il modello, riportiamo le conversioni di unità di misura dal sistema inglese al sistema internazionale e al sistema tecnico:

LUNGHEZZA: 1 ft = 12 in = 30.48 cm = 0.3048 m

1 in = 2.54 cm

AREA: 1 sq in = 6.4516 cm²

1 sq ft = 929.03 cm²

FORZA: 1 p (pound) (lb) = 0.4536 kgf = 4.448222 N

1 kip (kilopound) = 453.6 kgf = 4448.222 N

PRESSIONE: 1 ksi (kilopound/square inches) = 70.308 kgf/cm² = 6.894758 N/mm² (MPa)

1 psi (pound / square inches) = 0.070308 kgf/cm² = 0.006894758 N/mm² = 6894.758 N/m²

1 ksf (kilopound / square feet) = 0.4882428 kgf/cm² = 0.04788 N/mm² = 47780 N/m²

CARICO

DISTRIBUITO: 1 kip / ft = 14.882 kgf/cm = 1488.2 kgf/m = 14.594 kN/m

Per i parametri utilizzati nell'esempio, si ha:

Proprietà degli elementi strutturali:

Area e momento d'inerzia della sezione trasversale:

$A = 3 \text{ ft}^2 = 2787.09 \text{ cm}^2$

$J = 1 \text{ ft}^4 = 863097.48 \text{ cm}^4$

In PCM è stata definita la sezione rettangolare che meglio approssima tali valori, avente dimensioni 457 x 610 mm.

Modulo di elasticità:

$E = 4.32 \times 10^5 \text{ ksf} = 20684 \text{ N/mm}^2$

Per il modulo di elasticità tangenziale, si potrebbe adottare un valore tipo: $G = 0.4 E$, ma poiché negli esempi considerati si prescinde dalla deformabilità a taglio, per simulare questa impostazione in PCM si definisce un valore di G molto elevato, pari a: $0.4 E \cdot 10^5$.

Massa per unità di lunghezza:

$\mu = 3 \text{ (kip s}^2\text{/ft)/ft} = 143.640 \text{ (kN s}^2\text{/m)/m} = 143.640 \text{ Mg/m}$ (Mg = megagrammo massa)

La dimensione di base del telaio è 10 campate di 20'=20 ft = 6.096 m ciascuna; la dimensione in altezza è di 9 elevazioni di 10' ciascuna = 10 ft = 3.048 m

Le masse nodali vengono calcolate nel seguente modo (l'unità di massa concentrata è sono: $Mg = k \cdot \text{kgm}$):

- i due nodi estremi laterali di sommità: $143.640 \cdot (3.048/2 + 6.096/2) = 656.72$

- tutti gli altri nodi laterali: $143.640 \cdot (3.048 + 6.096/2) = 875.63$

- nodi interni di sommità: $143.640 \cdot (3.048/2 + 6.096) = 1094.53$

- tutti gli altri nodi interni: $143.640 \cdot (3.048 + 6.096) = 1313.44$

I vincoli esterni dei nodi sono i seguenti: incastri alla base, e gradi di libertà attivi per lo spostamento orizzontale e verticale e per la rotazione nel piano della struttura (intorno all'asse Y normale al piano del telaio) per tutti i nodi in elevazione; in tal modo viene considerato il comportamento piano (2D).

Tutte le aste hanno vincolamento interno incastro-incastro.

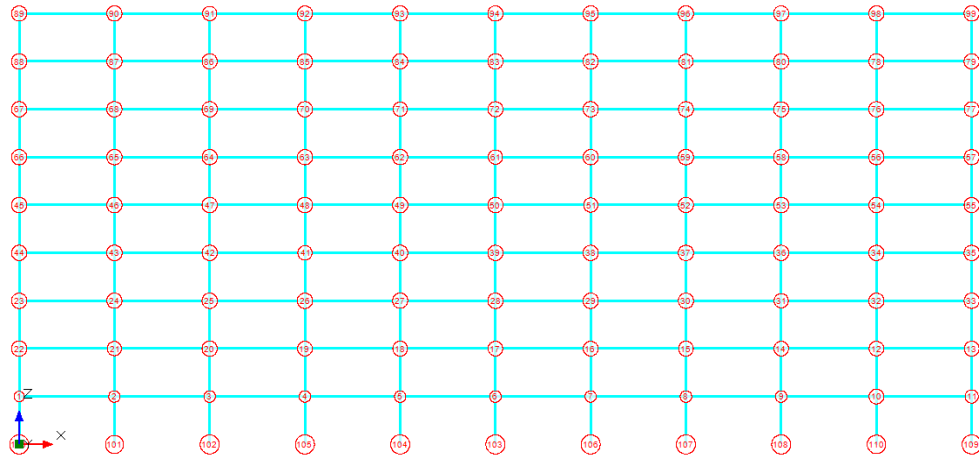


Fig. 3.1.1. Numerazione dei nodi

L'analisi con PCM viene condotta con due modelli, uno per il confronto con SAP, dove le masse traslazionali sono attive sia in direzione orizzontale (X) che in direzione verticale (Z); l'altro, per il confronto con ETABS, considerando masse traslazionali solo in direzione orizzontale. Per questa impostazione, vengono definiti gli opportuni moltiplicatori delle masse nella Condizione di carico elementare di riferimento (Permanente), alla quale vengono attribuite tutte le masse nodali.

Confronto con SAP (si considerano i risultati dei soli primi 3 modi, che interessano ai fini del test):

Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	0.590	0.122	8.177	81.778	0.000	0.000	81.778	0.000	0.000	18.586	0.000	17.283
2	5.535	0.374	2.671	9.697	0.000	0.000	91.475	0.000	0.000	15.240	0.000	18.560
3	16.613	0.649	1.542	3.674	0.000	0.000	95.149	0.000	0.000	15.040	0.000	19.493

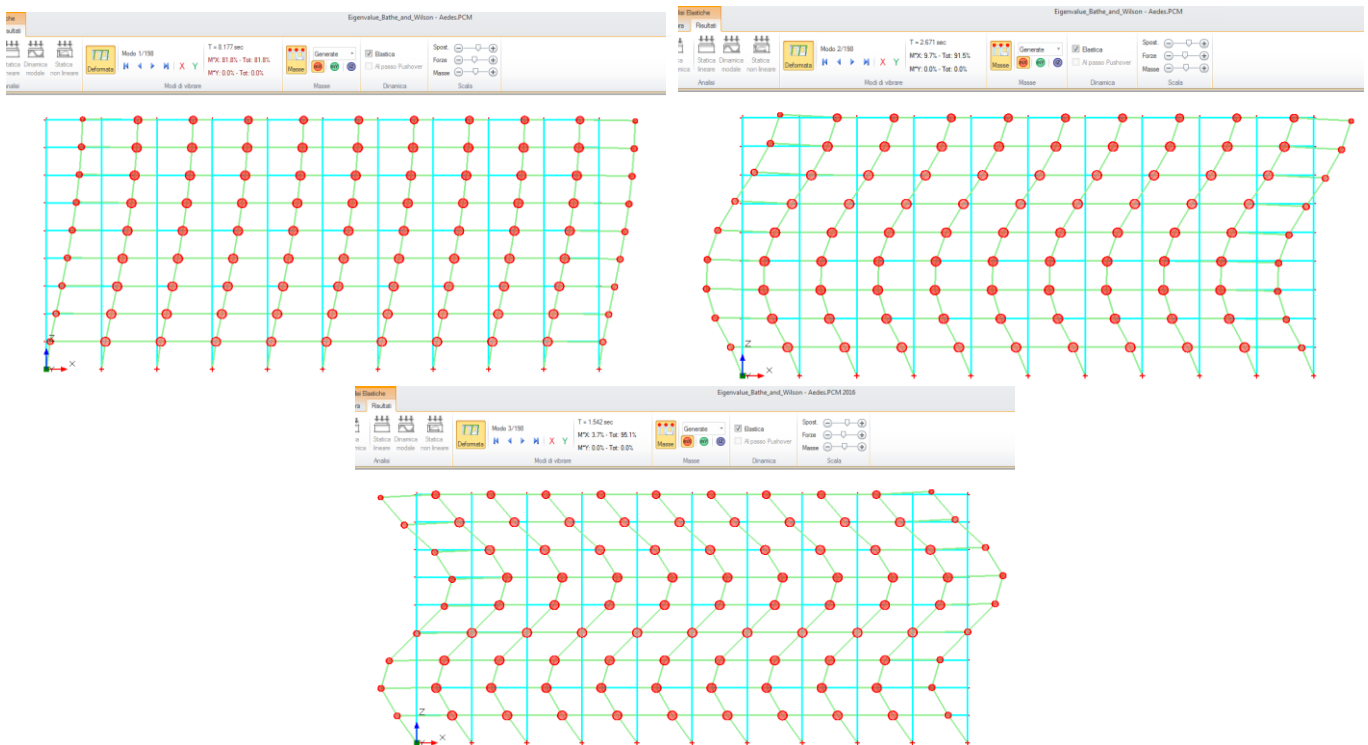


Fig. 3.1.2. Modi di vibrare: 1° (sinistra, in alto), 2° (a destra), 3° (in basso)

Confronto con ETABS:

Modo	Autovalore	Frequenza	Periodo	Masse modali	efficaci	Totale	progressivo	%	Quote masse modali	efficaci		
1	0.590	0.122	8.177	81.788	0.000	0.000	81.788	0.000	0.000	18.585	0.000	0.000
2	5.540	0.375	2.669	9.689	0.000	0.000	91.477	0.000	0.000	15.240	0.000	0.000
3	16.620	0.649	1.541	3.675	0.000	0.000	95.152	0.000	0.000	15.042	0.000	0.000

Confronto fra PCM, SAP e ETABS:

Modo	Autovalore		Autovalore	
	PCM	SAP	PCM	ETABS
1	0.590	0.590	0.590	0.590
2	5.535	5.527	5.540	5.532
3	16.613	16.588	16.620	16.596

La comparazione è ottima, anche in considerazione dell'approssimazione generata dalla sezione rettangolare avente proprietà di area e inerzia che risultano equivalenti alla sezione qualsiasi definita negli esempi di riferimento, a meno di errori di arrotondamento.

3.2. SCHEMATIZZAZIONI SHEAR-TYPE

Riferimenti bibliografici

[3.2.1] A. Carpinteri: "Calcolo automatico delle strutture", Pitagora Editrice, Bologna, 1997

File dati di riferimento, installato dal software:

Pcm\Esempi_Validazione\Telaio_Shear_Type.vdml

Il comportamento 'tipo taglio' è particolarmente importante nell'ambito dell'analisi degli edifici in muratura: si opera quindi un test di convalida delle procedure riguardanti tale tipo di schematizzazione.

Le immagini seguenti, tratte da [3.2.1], costituiscono l'esempio di riferimento.

Esempio 5 Telaio Shear Type

5.1. GENERALITÀ

Nel presente esempio, rappresentato in fig. A.28, si analizza un telaio SHEAR TYPE. Il telaio è costituito da tre campate di luce 500 cm e tre impalcati rigidi con altezza dei ritti costante e pari a 300 cm.

Il telaio è sollecitato da forze uguali in corrispondenza di ciascun impalcato. Lo schema strutturale è costituito da 16 nodi e 21 travi. In fig. A.29 si riporta lo schema strutturale con la numerazione dei nodi.

5.2. VINCOLI

Per analizzare un telaio SHEAR TYPE, oltre a bloccare tutti i gradi di libertà fuori dal piano (1 in corrispondenza di D_z , R_x e R_y), è necessario bloccare alla rotazione tutti i nodi degli impalcati (1 in corrispondenza di R_z). In questo modo gli impalcati possono esclusivamente traslare orizzontalmente. Inoltre i nodi 1, 2, 3 e 4, essendo incastrati, hanno tutti i gradi di libertà bloccati.

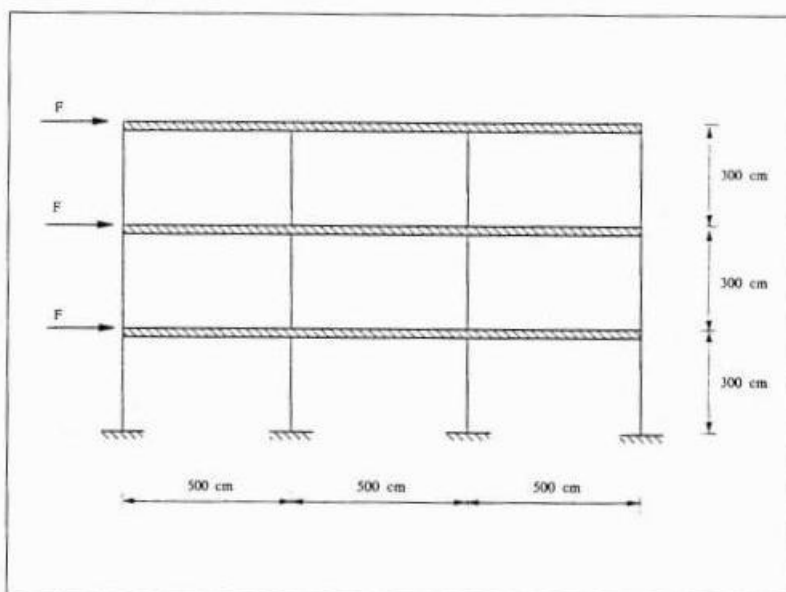


Figura A.28

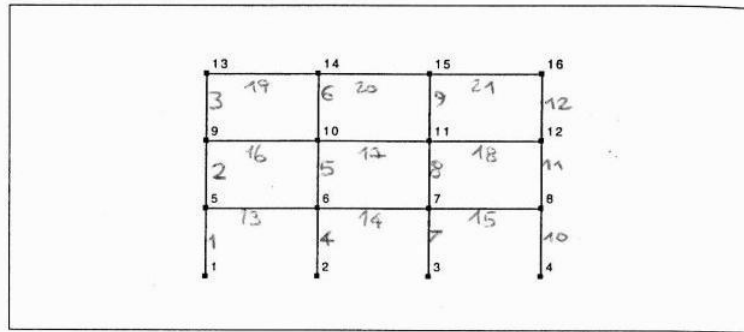


Figura A.29

COORDINATE, VINCOLI E CARICHI NODALI										
NODO	X	Y	Z	D_x	D_y	D_z	R_x	R_y	R_z	CARIC
1	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	1	1	1	1	1	1	0
2	5.000e+2	0.000e+0	0.000e+0	1	1	1	1	1	1	0
3	1.000e+3	0.000e+0	0.000e+0	1	1	1	1	1	1	0
4	1.500e+3	0.000e+0	0.000e+0	1	1	1	1	1	1	0
5	0.000e+0	3.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	1
6	5.000e+2	3.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
7	1.000e+3	3.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
8	1.500e+3	3.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
9	0.000e+0	6.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	1
10	5.000e+2	6.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
11	1.000e+3	6.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
12	1.500e+3	6.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
13	0.000e+0	9.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	1
14	5.000e+2	9.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
15	1.000e+3	9.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0
16	1.500e+3	9.000e+2	0.000e+0	0	0	1	1	1	1	0

5.3. ELEMENTI

Si sono utilizzati elementi trave (BEAM) a sezione rettangolare. La struttura è stata ipotizzata in calcestruzzo ($E = 3.0e+5 \text{ kg/cm}^2$; $G = 1.25e+5 \text{ kg/cm}^2$), mentre si sono adottate quattro differenti sezioni. I ritzi del primo impalcato hanno una sezione trasversale di 50 x 50 cm (elemento tipo 2), i ritzi del secondo impalcato una sezione trasversale di 40 x 40 cm (elemento tipo 3), quelli del terzo impalcato 30 x 30 cm (elemento tipo 4), mentre tutte le travi degli impalcati hanno altezza 70 cm e base 30 cm.

ELEMENTO	ESTREMI	TIPO ELEMENTO	TIPO CARICO	NODO_K
1	1, 5	2	0	Z
2	5, 9	3	0	Z
3	9, 13	4	0	Z
4	2, 6	2	0	Z
5	6, 10	3	0	Z
6	10, 14	4	0	Z
7	3, 7	2	0	Z
8	7, 11	3	0	Z
9	11, 15	4	0	Z
10	4, 8	2	0	Z
11	8, 12	3	0	Z
12	12, 16	4	0	Z
13	5, 6	1	0	Z
14	6, 7	1	0	Z
15	7, 8	1	0	Z
16	9, 10	1	0	Z
17	10, 11	1	0	Z
18	11, 12	1	0	Z
19	13, 14	1	0	Z
20	14, 15	1	0	Z
21	15, 16	1	0	Z

ELEMENTI TIPO

1 elemento tipo TRAVE A SEZIONE RETTANGOLARE						
E	G	L_y	L_z	estremo sx	estremo dx	
3.000e+5	1.250e+5	3.000e+1	7.000e+1	111111	111111	
2 elemento tipo TRAVE A SEZIONE RETTANGOLARE						
E	G	L_y	L_z	estremo sx	estremo dx	
3.000e+5	1.250e+5	5.000e+1	5.000e+1	111111	111111	
3 elemento tipo TRAVE A SEZIONE RETTANGOLARE						
E	G	L_y	L_z	estremo sx	estremo dx	
3.000e+5	1.250e+5	4.000e+1	4.000e+1	111111	111111	
4 elemento tipo TRAVE A SEZIONE RETTANGOLARE						
E	G	L_y	L_z	estremo sx	estremo dx	
3.000e+5	1.250e+5	3.000e+1	3.000e+1	111111	111111	

5.4. CARICHI

Dal momento che le tre forze d'impalcato sono uguali, si ha una sola forza tipo di modulo $F = 1000$ kg diretta lungo l'asse X . La forza nodale tipo è la seguente.

FORZE NODALI TIPO

CONDIZIONE DI CARICO..... 1						
TIPO	F_X	F_Y	F_Z	M_X	M_Y	M_Z
1	1.000e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0

5.5. SPOSTAMENTI

I valori degli spostamenti nodali ottenuti dal calcolo sono riportati nella tabella seguente. Si noti come gli spostamenti verticali D_Y siano tutti nulli.

Spostamenti nodali

CONDIZIONE DI CARICO 1						
NODO	D_X	D_Y	D_Z	R_X	R_Y	R_Z
1	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
2	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
3	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
4	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
5	1.231e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
6	1.175e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
7	1.139e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
8	1.121e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
9	3.083e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
10	3.024e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
11	2.985e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
12	2.965e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
13	5.941e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
14	5.882e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
15	5.842e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
16	5.822e-2	0.000e+0	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO

In fig. A.30 è riportata la deformata elastica del telaio.

5.6. SOLLECITAZIONI

Nella tabella seguente si riportano i valori della sollecitazione interna per ciascun elemento. Le travi d'impalcato, 13-21, avendo bloccate le rotazioni, risultano sollecitate esclusivamente a sforzo normale T_x . Viceversa, i ritri reagiscono esclusivamente a taglio T_z ed a momento flettente M_y . Si noti che, avendo vincolato i nodi alla rotazione attorno all'asse Z , i momenti ai nodi non sono in equilibrio tra loro, essendo presente un momento reattivo esterno (fig. A.31).

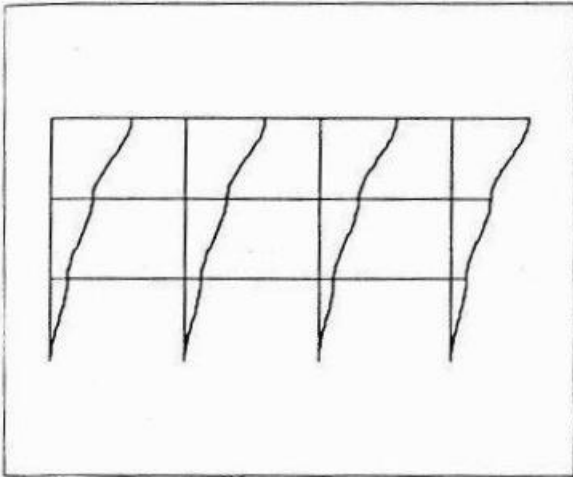


Figura A.30

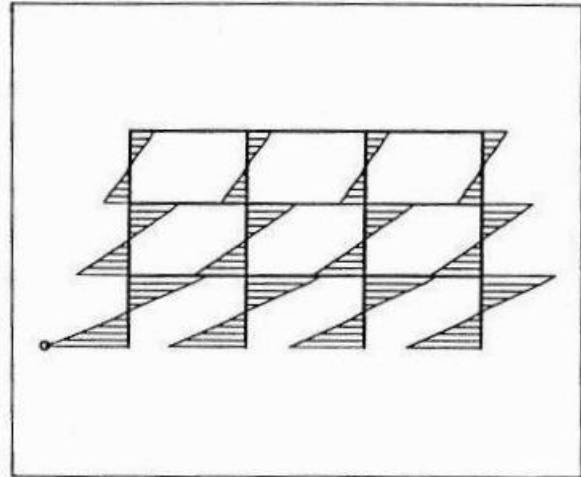


Figura A.31

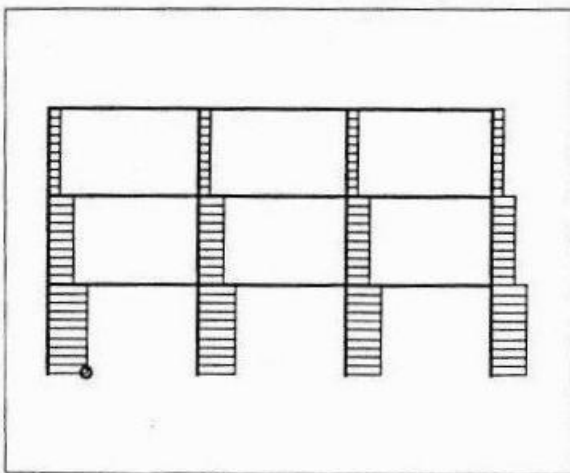


Figura A.32

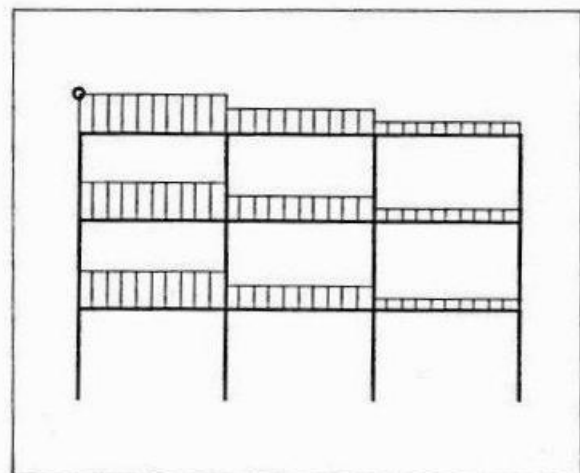


Figura A.33

Sollecitazione negli elementi
CONDIZIONE DI CARICO 1

Trave		T_x	T_y	T_z	M_x	M_y	M_z
1	1	0.000e+0	0.000e+0	-7.916e+2	0.000e+0	1.187e+5	0.000e+0
	5	0.000e+0	0.000e+0	7.916e+2	0.000e+0	1.187e+5	0.000e+0
2	5	0.000e+0	0.000e+0	-5.012e+2	0.000e+0	7.519e+4	0.000e+0
	9	0.000e+0	0.000e+0	5.012e+2	0.000e+0	7.519e+4	0.000e+0
3	9	0.000e+0	0.000e+0	-2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
	13	0.000e+0	0.000e+0	2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
4	2	0.000e+0	0.000e+0	-7.554e+2	0.000e+0	1.133e+5	0.000e+0
	6	0.000e+0	0.000e+0	7.554e+2	0.000e+0	1.133e+5	0.000e+0

Trave		T_x	T_y	T_z	M_x	M_y	M_z
5	6	0.000e+0	0.000e+0	-5.004e+2	0.000e+0	7.506e+4	0.000e+0
	10	0.000e+0	0.000e+0	5.004e+2	0.000e+0	7.506e+4	0.000e+0
6	10	0.000e+0	0.000e+0	-2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
	14	0.000e+0	0.000e+0	2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
7	3	0.000e+0	0.000e+0	-7.322e+2	0.000e+0	1.098e+5	0.000e+0
	7	0.000e+0	0.000e+0	7.322e+2	0.000e+0	1.098e+5	0.000e+0
8	7	0.000e+0	0.000e+0	-4.995e+2	0.000e+0	7.492e+4	0.000e+0
	11	0.000e+0	0.000e+0	4.995e+2	0.000e+0	7.492e+4	0.000e+0
9	11	0.000e+0	0.000e+0	-2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
	15	0.000e+0	0.000e+0	2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
10	4	0.000e+0	0.000e+0	-7.208e+2	0.000e+0	1.081e+5	0.000e+0
	8	0.000e+0	0.000e+0	7.208e+2	0.000e+0	1.081e+5	0.000e+0
11	8	0.000e+0	0.000e+0	-4.989e+2	0.000e+0	7.483e+4	0.000e+0
	12	0.000e+0	0.000e+0	4.989e+2	0.000e+0	7.483e+4	0.000e+0
12	12	0.000e+0	0.000e+0	-2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
	16	0.000e+0	0.000e+0	2.500e+2	0.000e+0	3.750e+4	0.000e+0
13	5	7.096e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	6	-7.096e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
14	6	4.547e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	7	-4.547e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
15	7	2.220e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	8	-2.220e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
16	9	7.488e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	10	-7.488e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
17	10	4.984e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	11	-4.984e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
18	11	2.489e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	12	-2.489e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
19	13	7.500e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	14	-7.500e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
20	14	5.000e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	15	-5.000e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
21	15	2.500e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	16	-2.500e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0

In fig. A.31 si riporta il diagramma del momento flettente, in fig. A.32 il diagramma del taglio ed infine in fig. A.33 il diagramma dello sforzo normale. Il cerchietto indica, in ciascun diagramma, la massima sollecitazione in valore assoluto.

Si riportano qui di seguito dati e risultati di PCM.

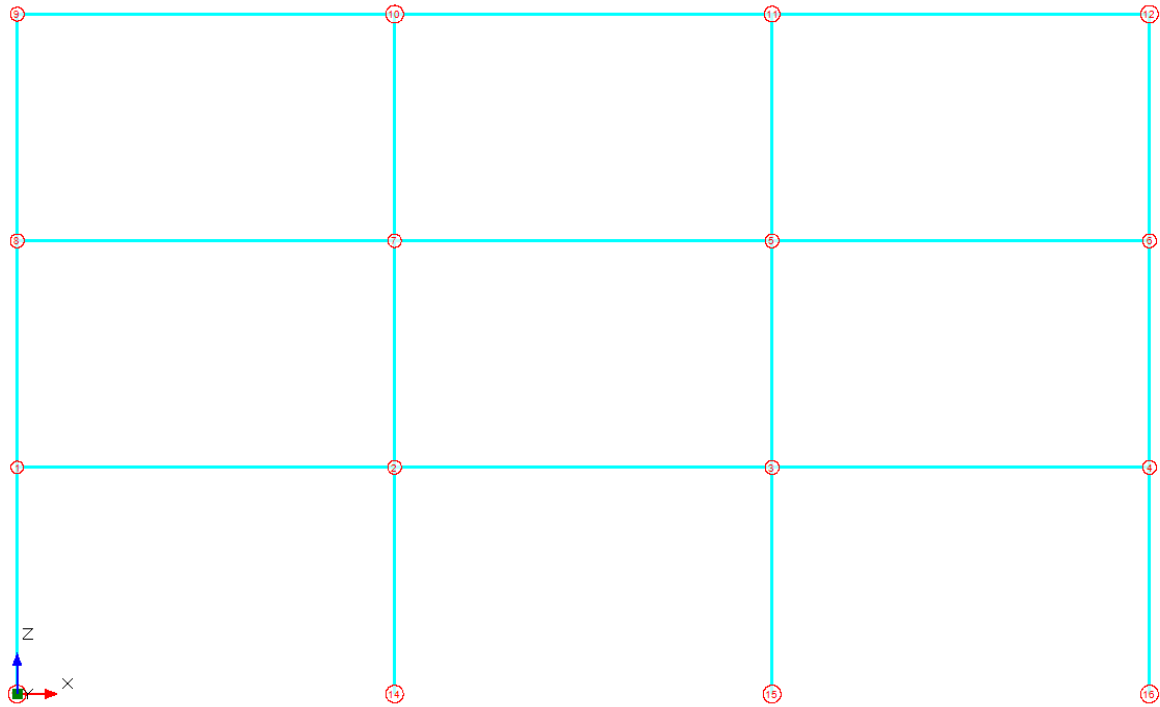


Fig. 3.2.1. Numerazione nodi

Dati Nodi:

Nome	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vinc.est. (1=lib., 0=blocc.)	u (sX)	v (sX)	w (sX)	phiX	phiY	phiZ	Nodo master
1.	0.000	0.000	3.000	1	101000	X		X				0
2.	5.000	0.000	3.000	1	101000	X		X				0
3.	10.000	0.000	3.000	1	101000	X		X				0
4.	15.000	0.000	3.000	1	101000	X		X				0
5.	10.000	0.000	6.000	2	101000	X		X				0
6.	15.000	0.000	6.000	2	101000	X		X				0
7.	5.000	0.000	6.000	2	101000	X		X				0
8.	0.000	0.000	6.000	2	101000	X		X				0
9.	0.000	0.000	9.000	3	101000	X		X				0
10.	5.000	0.000	9.000	3	101000	X		X				0
11.	10.000	0.000	9.000	3	101000	X		X				0
12.	15.000	0.000	9.000	3	101000	X		X				0
13.	0.000	0.000	0.000	0	inc							0
14.	5.000	0.000	0.000	0	inc							0
15.	10.000	0.000	0.000	0	inc							0
16.	15.000	0.000	0.000	0	inc							0

Dati Aste:

N°	Tipologia	Lungh. (m)	Lungh.def. (m) xz	Lungh.def. (m) xy	N° Sez.	B (m)	H (m)	Ang. rot. (°)	N° Mat.	E (N/mm ²)	G	f _m	f _v m ₀ /tau ₀	f _h m	%K elast. (rig.fess.)	q lim (N/mm ²)	Nodo i
1	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	1
2	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	2
3	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	3
4	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	5
5	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	7
6	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	8
7	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	9
8	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	10
9	T	5.000	5.000	5.000	7	0.300	0.700	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	11
10	C	3.000	3.000	3.000	3	0.500	0.500	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	13
11	C	3.000	3.000	3.000	3	0.500	0.500	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	14
12	C	3.000	3.000	3.000	3	0.500	0.500	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	15
13	C	3.000	3.000	3.000	3	0.500	0.500	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	16
14	C	3.000	3.000	3.000	6	0.400	0.400	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	4
15	C	3.000	3.000	3.000	6	0.400	0.400	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	3
16	C	3.000	3.000	3.000	6	0.400	0.400	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	2
17	C	3.000	3.000	3.000	6	0.400	0.400	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	1
18	C	3.000	3.000	3.000	2	0.300	0.300	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	8
19	C	3.000	3.000	3.000	2	0.300	0.300	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	7
20	C	3.000	3.000	3.000	2	0.300	0.300	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	5
21	C	3.000	3.000	3.000	2	0.300	0.300	0.00	7	30000	12500	0.00	0.000	0.00	100	0.000	6

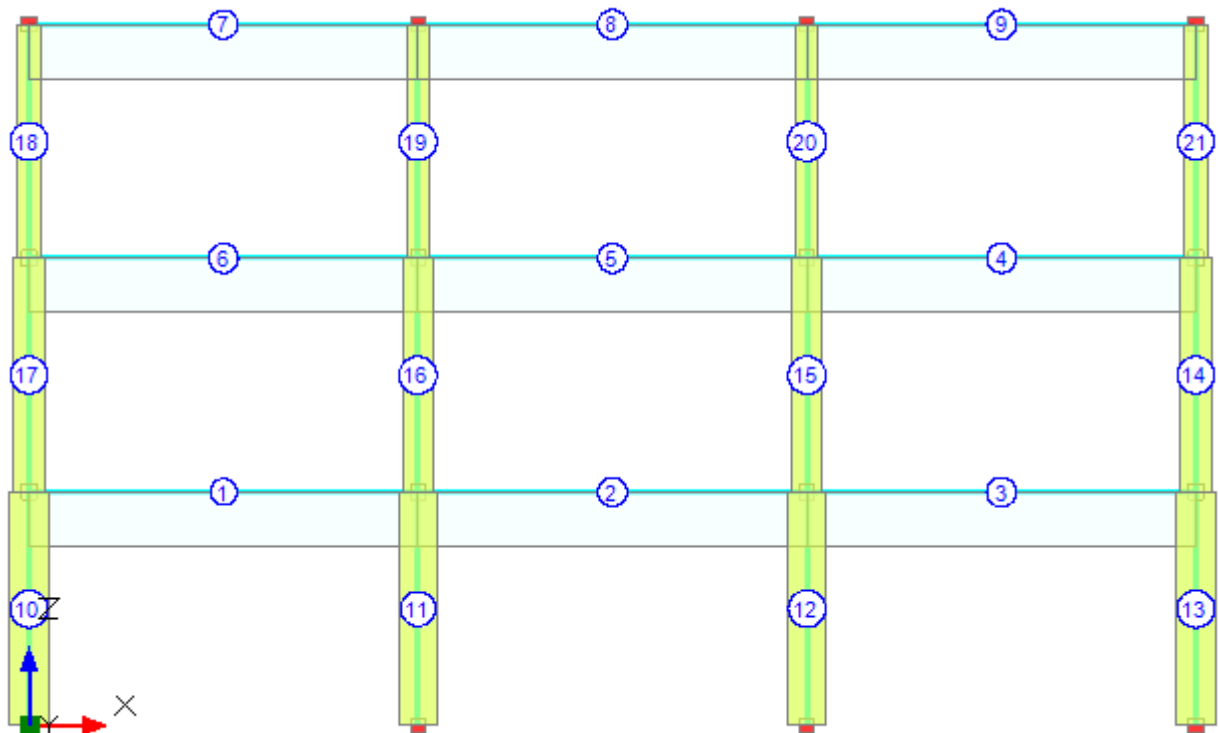


Fig. 3.2.2. Dati aste

Si noti che per i nodi la convenzione 0-1 per spostamenti impediti-liberi adottata da PCM (conforme a riferimenti bibliografici quali [2.4]) è opposta a quella indicata nel test di riferimento.

Il modello shear-type è riconoscibile dal blocco del grado di libertà corrispondente alla rotazione nel piano verticale (ϕ, Y) per tutti i nodi in elevazione. Per le strutture in muratura, questa schematizzazione è tipica dei metodi tipo POR e comunque si ritiene accettabile qualora le pareti lavorino prevalentemente a taglio (siano cioè 'tozze'): il fatto che il metodo POR contenga in sé una violazione dell'equilibrio è reso evidente da questo esempio, dove si vede chiaramente come i momenti ai nodi non sono in equilibrio tra loro (fig. 3.2.4) a causa della presenza di un momento reattivo 'esterno', corrispondente a un 'vincolo' che di fatto esterno non è (i reali vincoli esterni sono infatti solo gli incastri alla base). Argomento a parte sono le

considerazioni su quanto questo modo di operare possa essere corretto per gli edifici in muratura (quando le pareti sono tozze e gli edifici bassi, nei fatti, lo è).

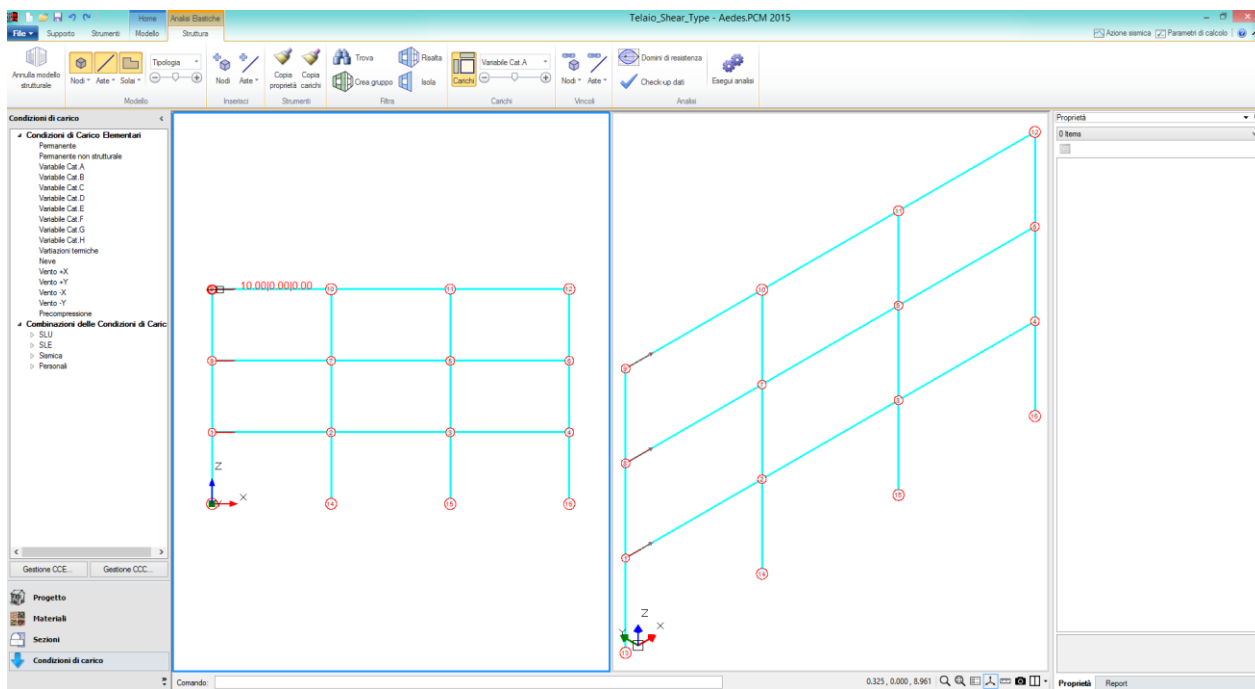


Fig. 3.2.3. Condizione di carico: forze orizzontali concentrate

Nel file di PCM i risultati si riferiscono all'analisi statica non sismica, e alla Combinazione 1 del gruppo Personali:

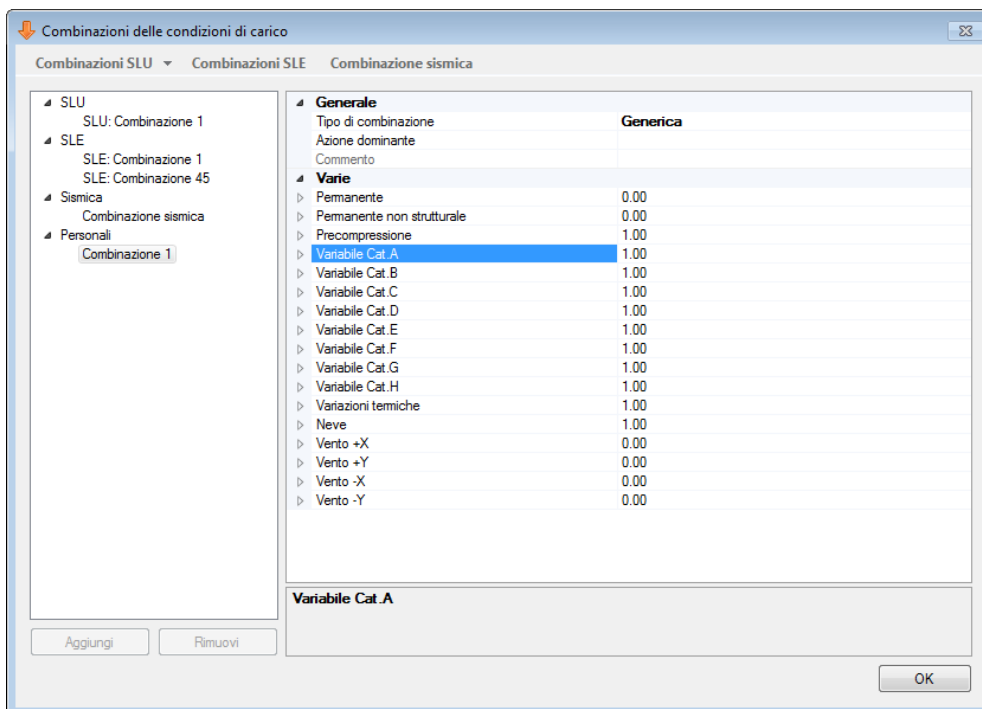


Fig. 3.2.4. Definizione della combinazione di carico per l'analisi con PCM

Le forze orizzontali sono state definite come carichi nodali appartenenti alla condizione di carico variabile Cat. A: è una scelta convenzionale, adottata unicamente per definire in modo agevole la condizione di carico corrispondente all'esempio di riferimento. Nelle figure seguenti sono illustrati i risultati in termini di caratteristiche di sollecitazione e di spostamenti.

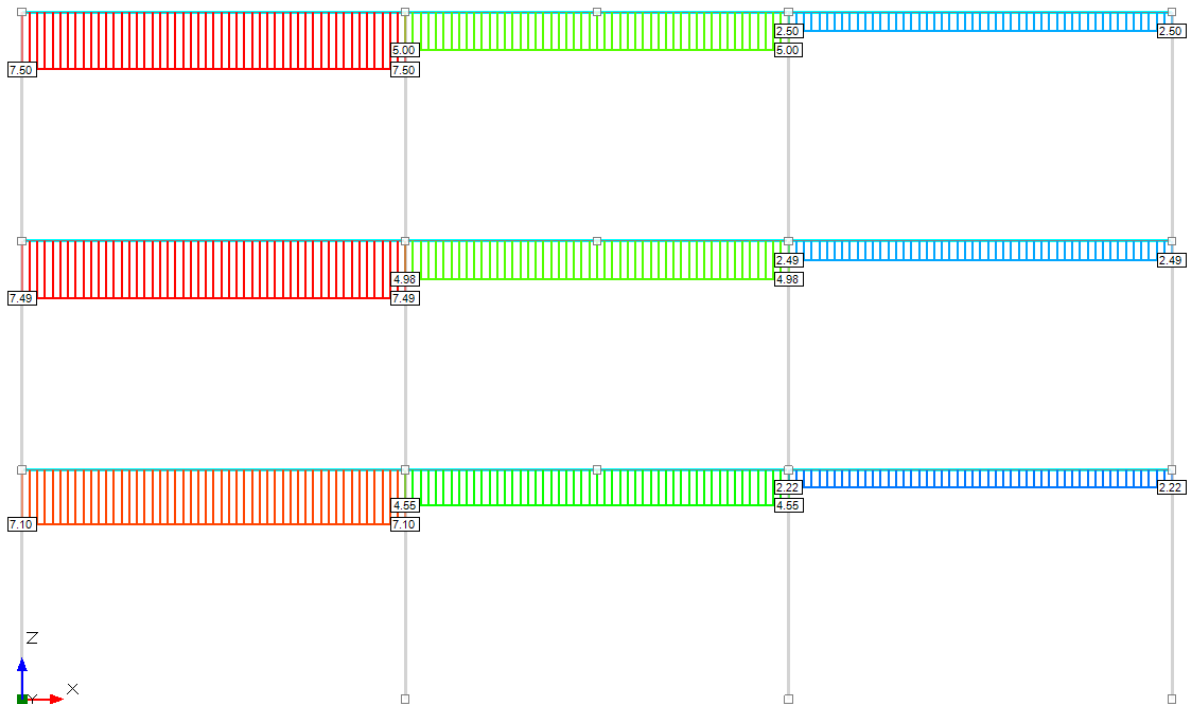


Fig. 3.2.4. Risultati dell'analisi con PCM: diagramma dello sforzo normale

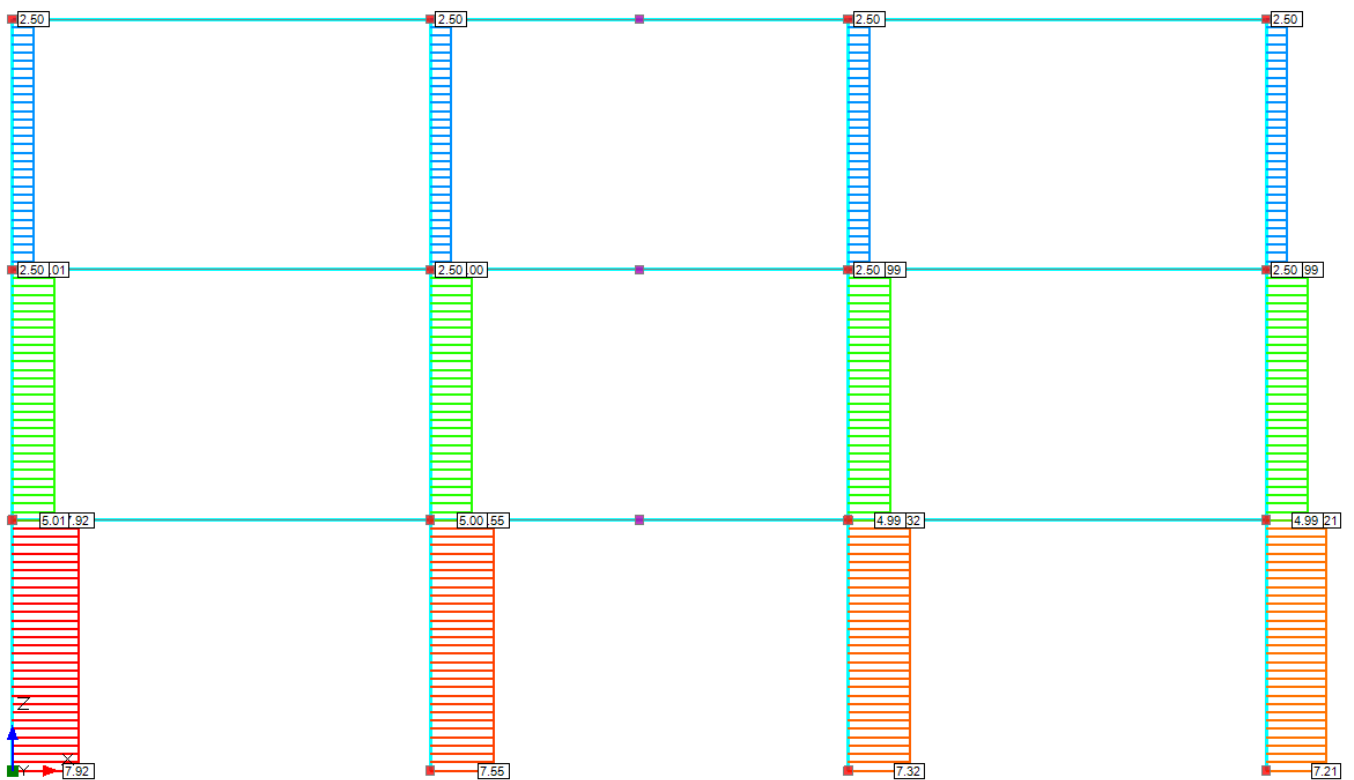


Fig. 3.2.5. Risultati dell'analisi con PCM: diagramma del Taglio

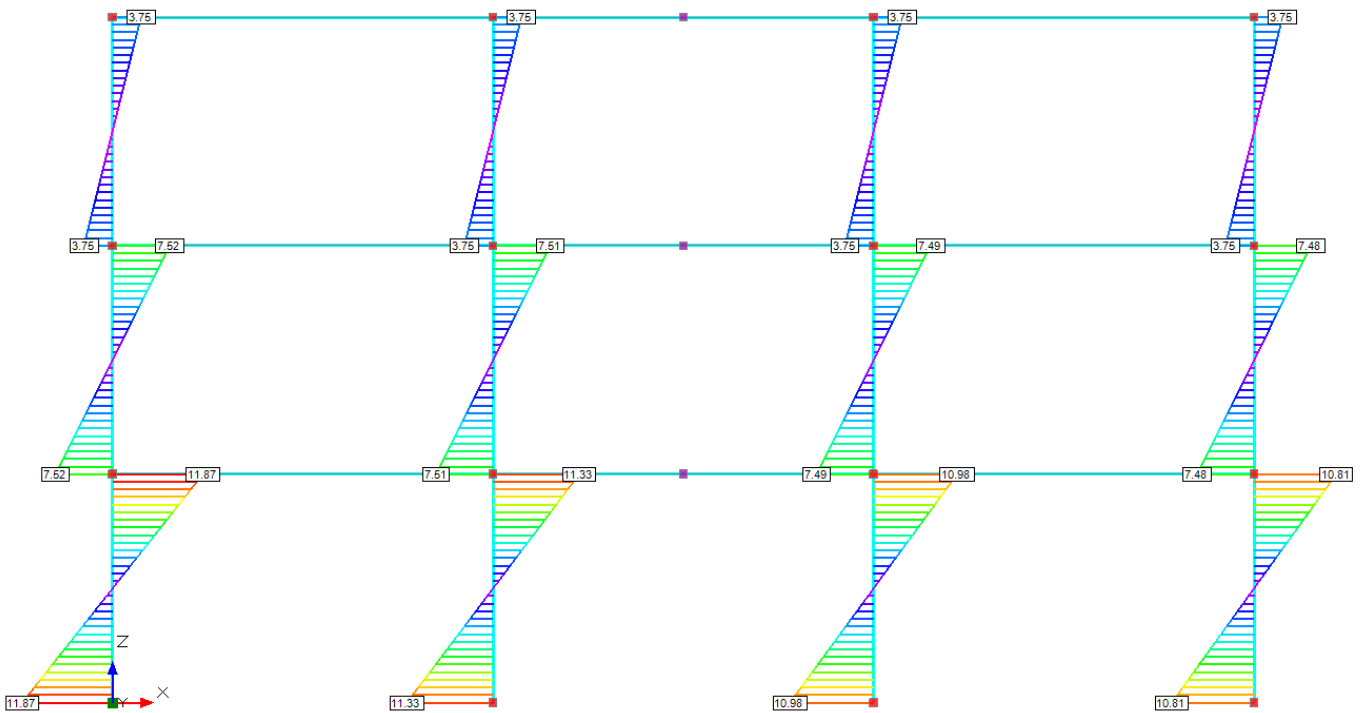


Fig. 3.2.6. Risultati dell'analisi con PCM: diagramma del Momento flettente

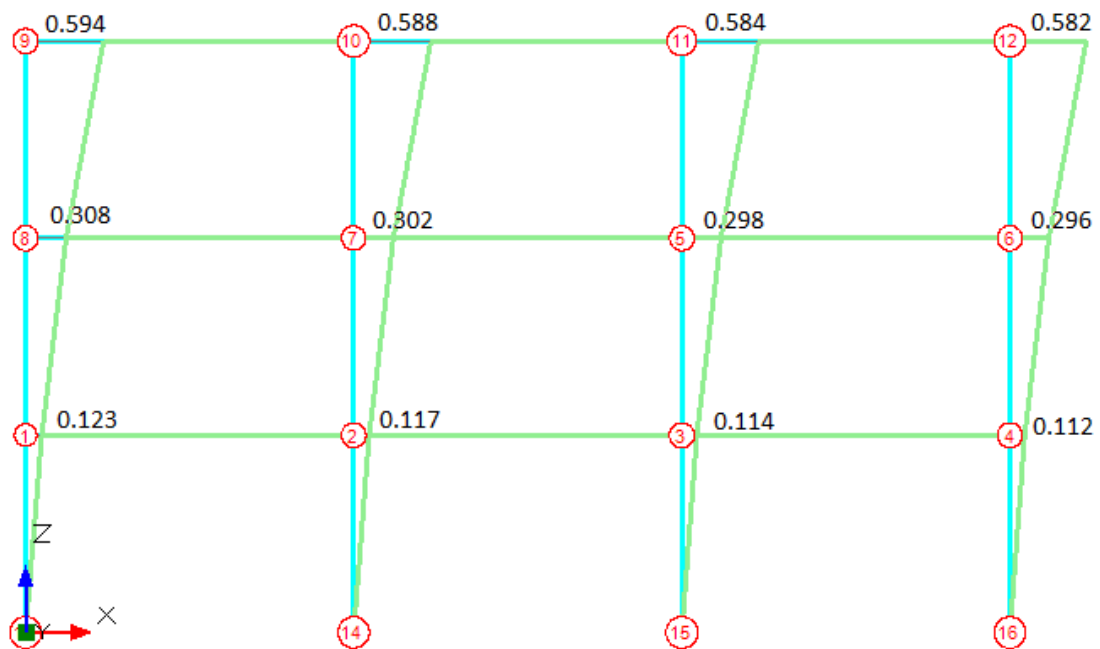


Fig. 3.2.7. Risultati dell'analisi con PCM: deformata elastica (spostamenti dei nodi in mm)

La comparazione fra i risultati di PCM e quelli dell'esempio è ottima. In particolare, gli spostamenti dei nodi in direzione verticale sono risultati tutti nulli, come nell'esempio di riferimento.

4. CASI RISOLTI E COMMENTATI: STRUTTURE IN MURATURA

I test relativi a casi risolti e commentati di strutture in muratura sono organizzati in 3 gruppi.

Nel par. 4.1 viene condotto un **test di tipo analitico** con la finalità di comprovare le elaborazioni di PCM. Nell'esempio semplice di una parete a 2 piani si dovranno riscontrare comportamenti conformi ai risultati attesi in base alle ipotesi adottate.

Nel par. 4.2 un'**altra convalida di tipo analitico** riguarda il confronto con metodi di calcolo paralleli, condotti con algoritmi indipendenti: viene trattato il caso tipico del confronto fra metodo Por e analisi pushover.

Dopo le validazioni a carattere puramente analitico, il passo successivo consiste nel confrontare i risultati dell'analisi condotta col software PCM con **test sperimentali** di laboratorio su murature sottoposte ad azioni crescenti e portate a rottura. A tale argomento è dedicato il par. 4.3 (test sperimentale su prototipo tridimensionale).

4.1. PARETE MURARIA MULTIPIANO CON APERTURE

Questo studio è stato originariamente condotto con la versione 2007 del software Aedes conforme alle Norme di nuova generazione a quel tempo vigenti (OPCM 3274/2003 e s.m.i), utilizzando il programma PC.E © Aedes , codice da cui Aedes.PCM ha ereditato le caratteristiche fondamentali per l'analisi degli edifici in muratura.

Il testo originario, elaborato dall'Ing. Tesse [4.1.3], viene aggiornato dall'Autore del presente testo al D.M. 14.1.2008 e al nuovo ambiente software Aedes.PCM. Le considerazioni svolte risultano confermate.

Riferimenti bibliografici:

- [4.1.1] Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (A cura di) "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma 2000
- [4.1.2] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431 del 3 maggio 2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- [4.1.3] Tesse R., Tesse V. "Adeguamento sismico della scuola in muratura Villa Charitas di Prato. Confronto tra il metodo POR e l'analisi statica non lineare (pushover)", Tesi di laurea, Firenze 2005.

Files dati di riferimento, installati dal software:

Pcm\Esempi_Validazione\Parete_A.vdml, Parete_A_Fasce.vdml, Parete_A_ShearType.vdml, Parete_B.vdml, Parete_C.vdml

Per eseguire il test del software ad elementi finiti PCM si è analizzata una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano con forze orizzontali crescenti, applicate al livello dei solai secondo due distribuzioni di forze:

- 1- distribuzione di forze fissa proporzionale alle masse (E);
- 2- distribuzione di forze adattiva (F), proporzionali alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidità e quindi delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche.

Le analisi sono state svolte imponendo che i nodi di uno stesso solaio avessero uguali spostamenti orizzontali e assumendo come spostamenti incogniti nodali orizzontali la sola traslazione di un nodo master di riferimento. Tutti gli altri nodi, pur avendo la traslazione orizzontale rigidamente collegata a tale nodo

master, conservano gli altri gradi di libertà: possono dunque avere libere la rotazione φ_y e lo spostamento verticale $w (=s_z)$.

Sono state prese in esame tre diverse configurazioni di pareti a due piani, i cui maschi hanno rapporti diversi altezza/larghezza, passando da $(h/l) < 1$ a $(h/l) > 2$. Per poter avere un confronto qualitativo sulla esattezza dei risultati, sono state considerate pareti con rapporti geometrici simili a quelli studiati dal Prof. Guido Magenes nella monografia "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", capitolo 3 [4.1.1]. Si riportano di seguito nella figura 4.1.1 le tre pareti studiate.

Il confronto fra le tre diverse pareti è stato svolto esaminando le curve taglio-spostamento, i meccanismi di rottura degli elementi maschio e fascia ed i profili degli spostamenti orizzontali.

Le pareti sono costituite da laterizi pieni dello spessore di 30 cm. Si è considerato un peso distribuito sulle fasce dovuto al solaio, pensando la parete appartenente ad un edificio tridimensionale delle dimensioni in pianta 6x5 m². I solai sono tutti in latero-cemento ed hanno spessore di 20+4 cm. Peso proprio: 2.6 kN/m², Carico permanente oltre peso proprio: 2.1 kN/m², Carico variabile: 2.00 kN/m². Altezze di interpiano: 3.00 m.

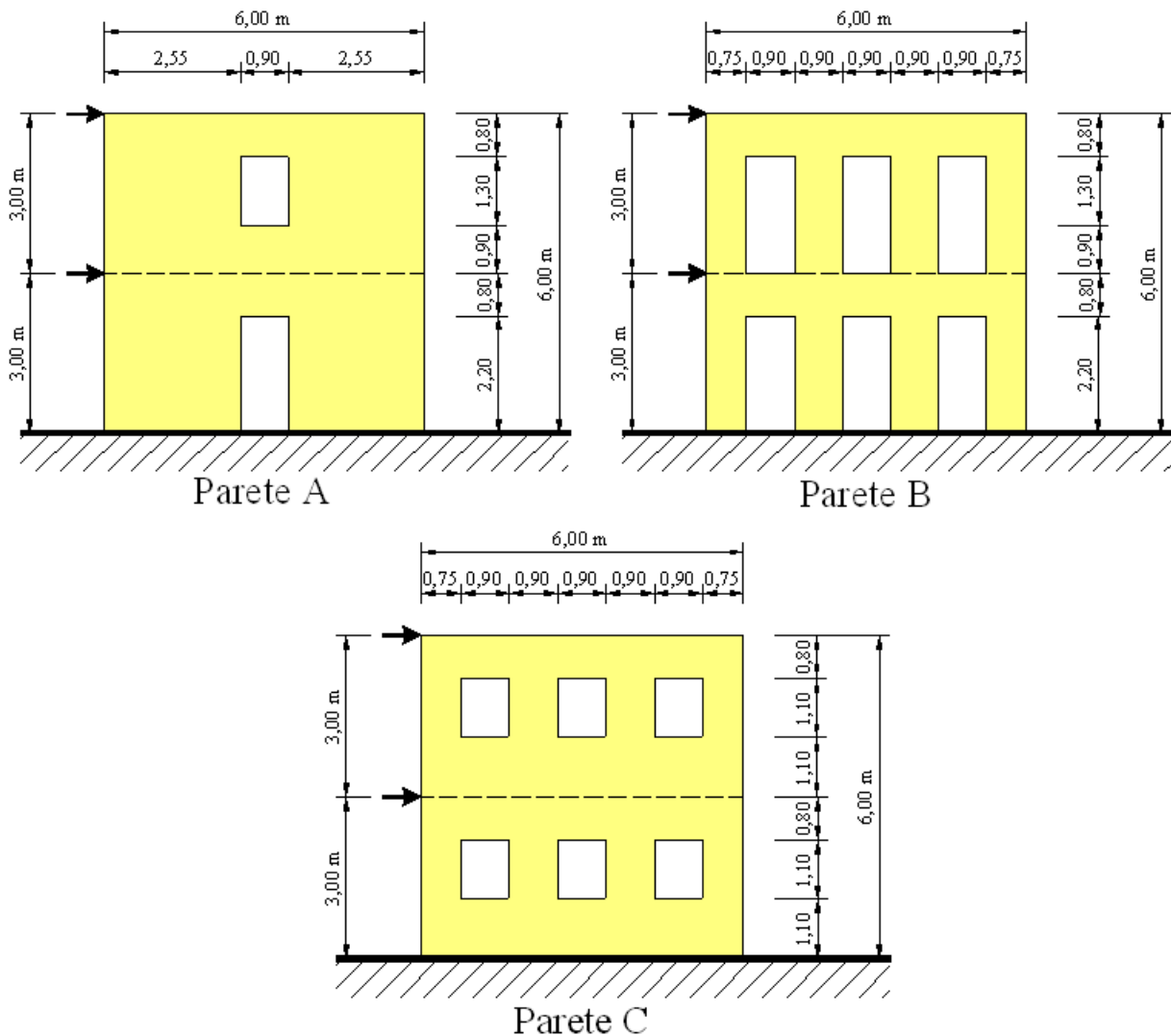


Fig. 4.1.1. Pareti studiate con l'analisi pushover

Caratteristiche dei materiali: laterizi pieni.

$f_{vm0}=0.286 \text{ N/mm}^2$, $f_m=7.14 \text{ N/mm}^2$, $E=5000 \text{ N/mm}^2$, $G=2000 \text{ N/mm}^2$,

peso specifico=18 kN/m³ , duttilità $\mu=2$.

Per i parametri di calcolo, si adottano le seguenti opzioni:

- rigidezze non fessurate;
- verifiche eseguite: a pressoflessione complanare in sommità e alla base dei maschi;
- non si effettua la verifica a pressoflessione sulle fasce, ipotizzando la presenza del cordolo di piano che inibisce questo tipo di rottura [4.1.1];
- a taglio per scorrimento per i maschi, considerando la parzializzazione della sezione;
- a taglio per fessurazione diagonale per maschi e fasce;
- distribuzione di forze: (E) proporzionale alle masse (fissa); (F) proporzionale alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidezza e quindi delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (adattiva);
- direzione e verso di analisi: +X (essendo simmetriche le pareti la risposta in direzione -X è identica);
- stati limiti analizzati: SLD e SLV;
- punto di controllo, di cui rilevare lo spostamento: posto in sommità del paramento murario;
- incremento di taglio globale alla base: 1 kN;
- controllo di spostamento: eseguito secondo il controllo di duttilità;
- criterio di individuazione del punto di stato limite ultimo nel diagramma forza-spostamento: prima caduta del 20% rispetto ad un massimo relativo.

Fra i vari dati in input per il modello di PCM ci sono le azioni sismiche relative alla zona di ubicazione dell'edificio. Il test è finalizzato a cogliere la descrizione del comportamento strutturale, e non a svolgere una reale verifica sismica, e pertanto si omettono i dati su pericolosità sismica e spettri di risposta.

Analisi parete A

I modelli architettonico e strutturale sono riportati in fig. 4.1.2. Il paramento evidenziato nel modello strutturale è la parete A, orientata secondo la direzione X. Nei modelli sono evidenziati gli assi del telaio equivalente, composto da maschi, fasce e link rigidi.

In PCM è possibile limitare l'analisi ad una sottostruttura: sono sottoposti ad analisi solo gli elementi evidenziati. I carichi ricevuti dai solai ed i pesi propri sono correttamente gestiti; in pratica, viene eseguita un'analisi 2D a partire da un modello 3D.

I rapporti h/l (snellezze) dei maschi murari sono minori di 1: si attendono pertanto rotture prevalentemente per taglio.

Per quanto riguarda il vincolamento dei nodi: quelli alla base sono incastri; i nodi master, col significato dato nel paragrafo precedente, sono nodi di piano che governano, tramite lo schema di traverso rigido, lo spostamento orizzontale; tutti i nodi in elevazione vengono lasciati liberi di ruotare (in altri termini, non si è assunto lo schema shear-type).

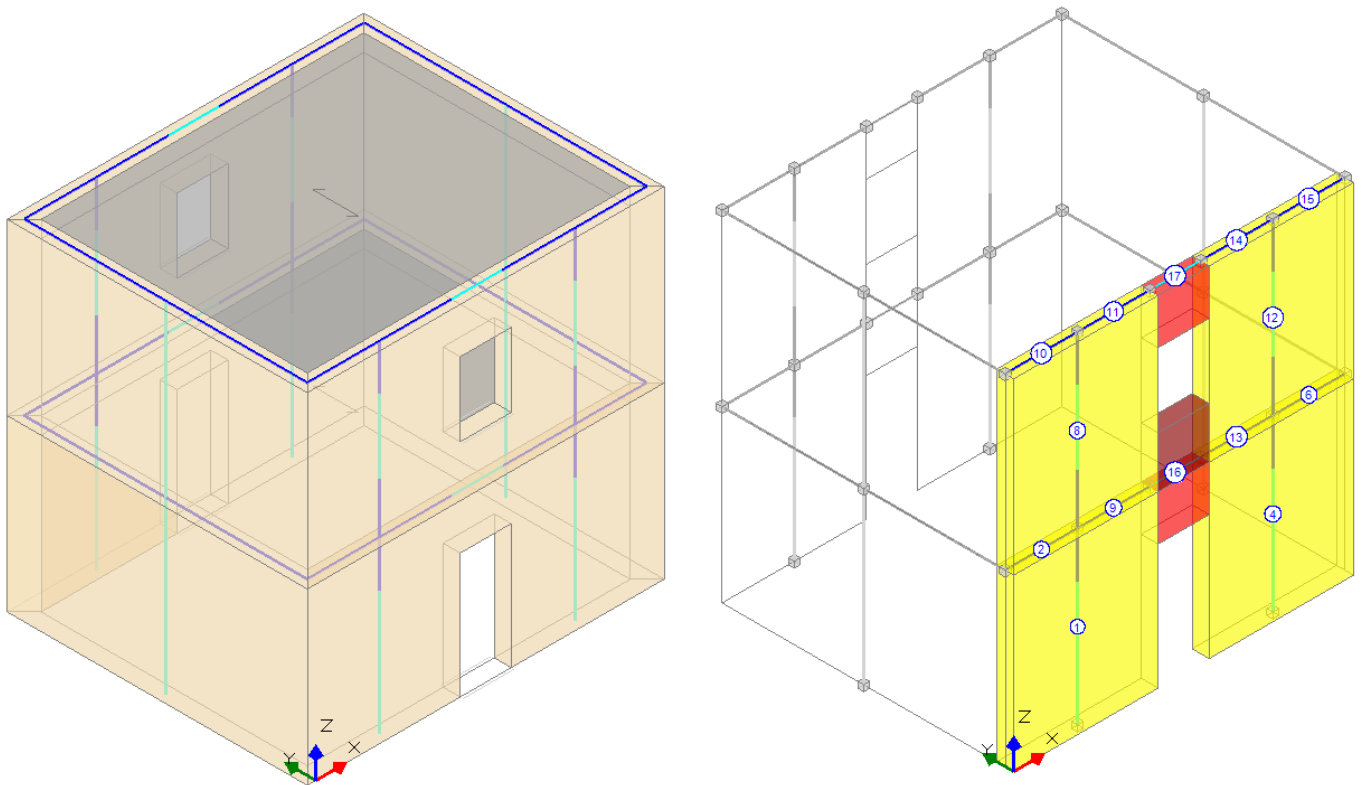


Fig. 4.1.2. Parete A: modellazione architettonica e strutturale

Si riportano di seguito i risultati per ognuna delle due distribuzioni esaminate (E) e (F), così organizzati:

- diagramma taglio alla base-spostamento del punto di controllo (curva di capacità); in ogni grafico è rappresentata in grassetto la curva di riferimento, mentre in tratto semplice è contemporaneamente rappresentata anche l'altra curva, in modo da poterle confrontare direttamente;
- sequenza della fessurazione progressiva, con indicazione del taglio globale alla base e del corrispondente spostamento del punto di controllo per ogni configurazione (in fig. 4.1.4 è riportata anche la legenda per lo stato della parete e le corrispondenti lesioni).

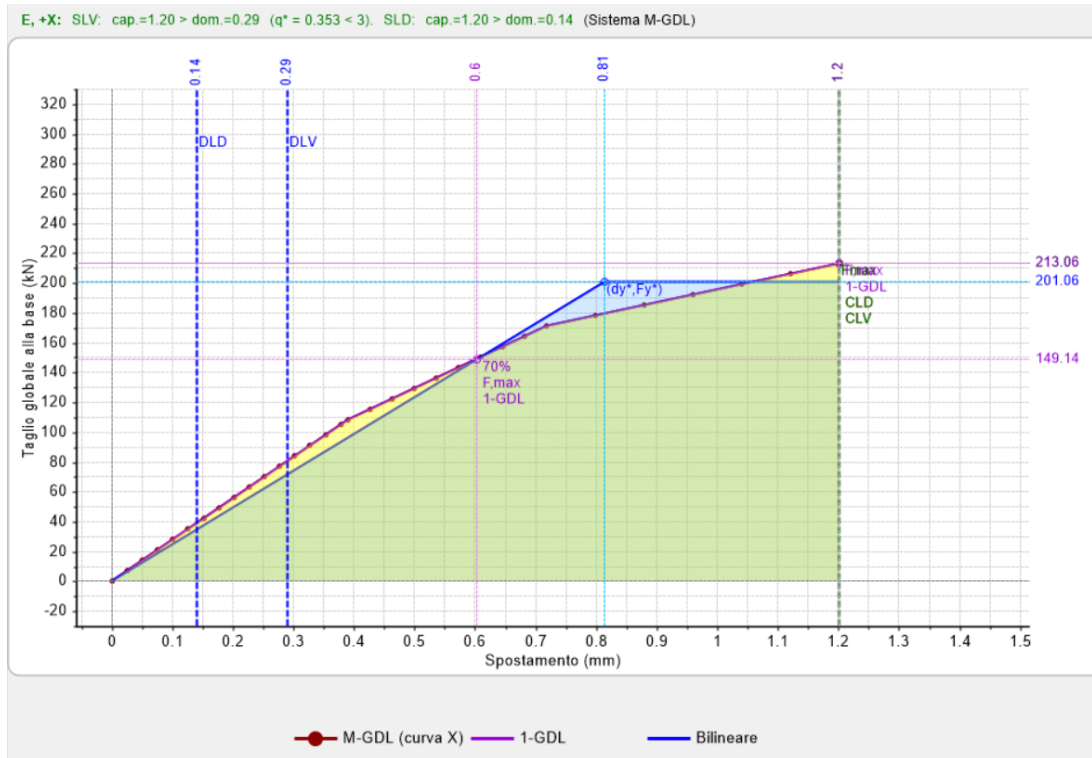


Fig. 4.1.3. Parete A, distribuzione (E): curva di capacità

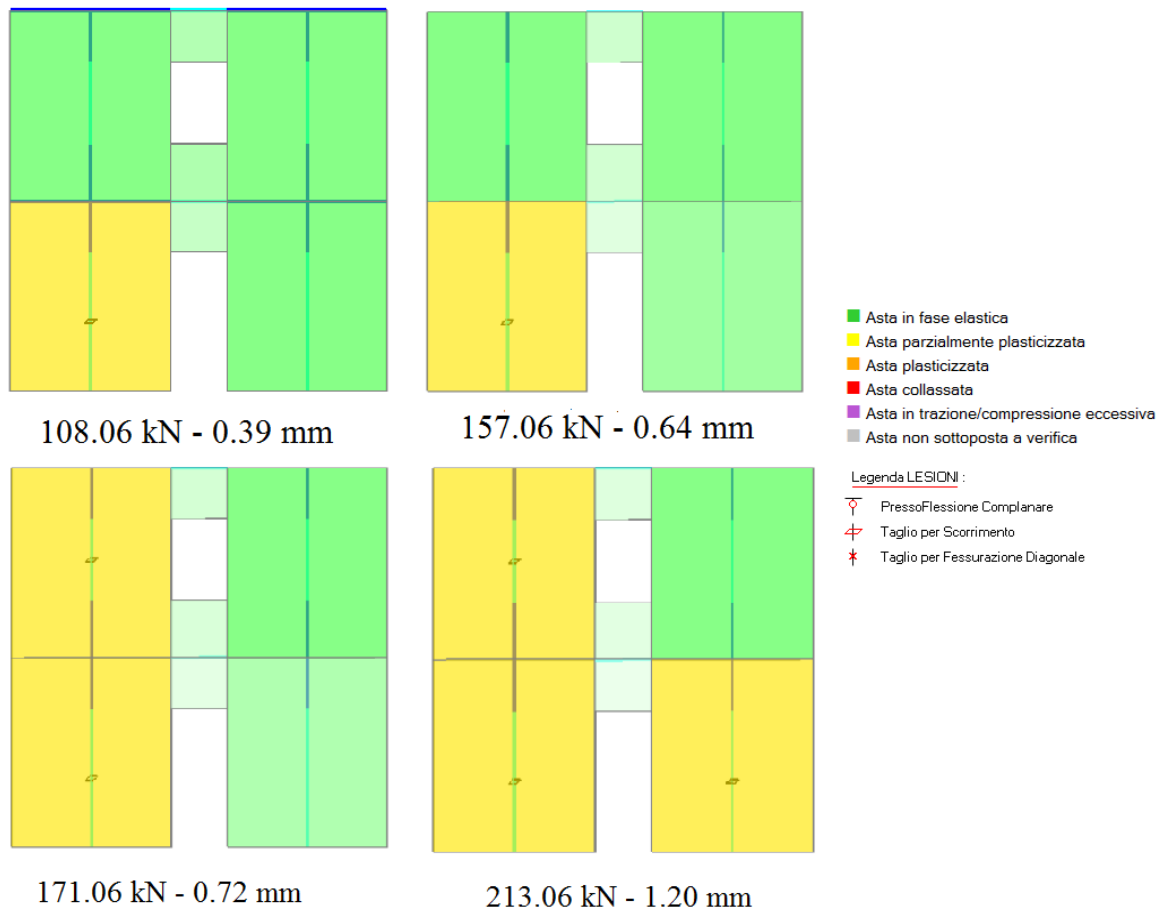


Fig. 4.1.4. Parete A, distribuzione (E): sequenza della fessurazione progressiva

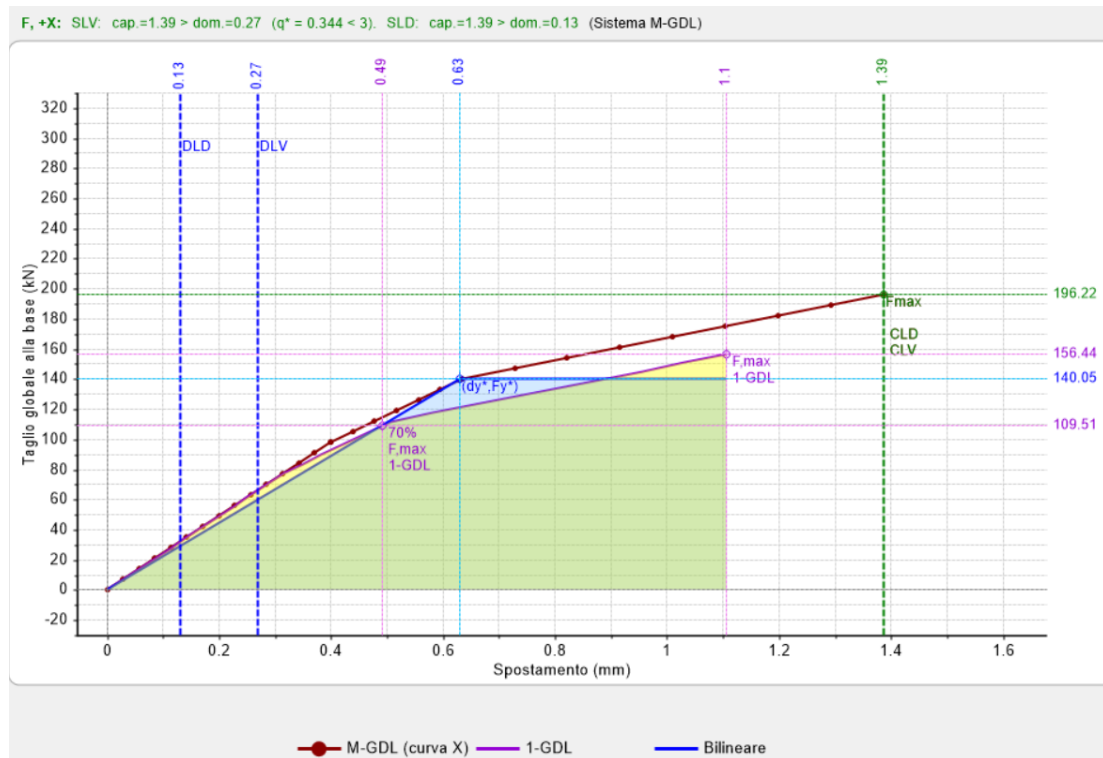


Fig. 4.1.5. Parete A, distribuzione (F): curva di capacità

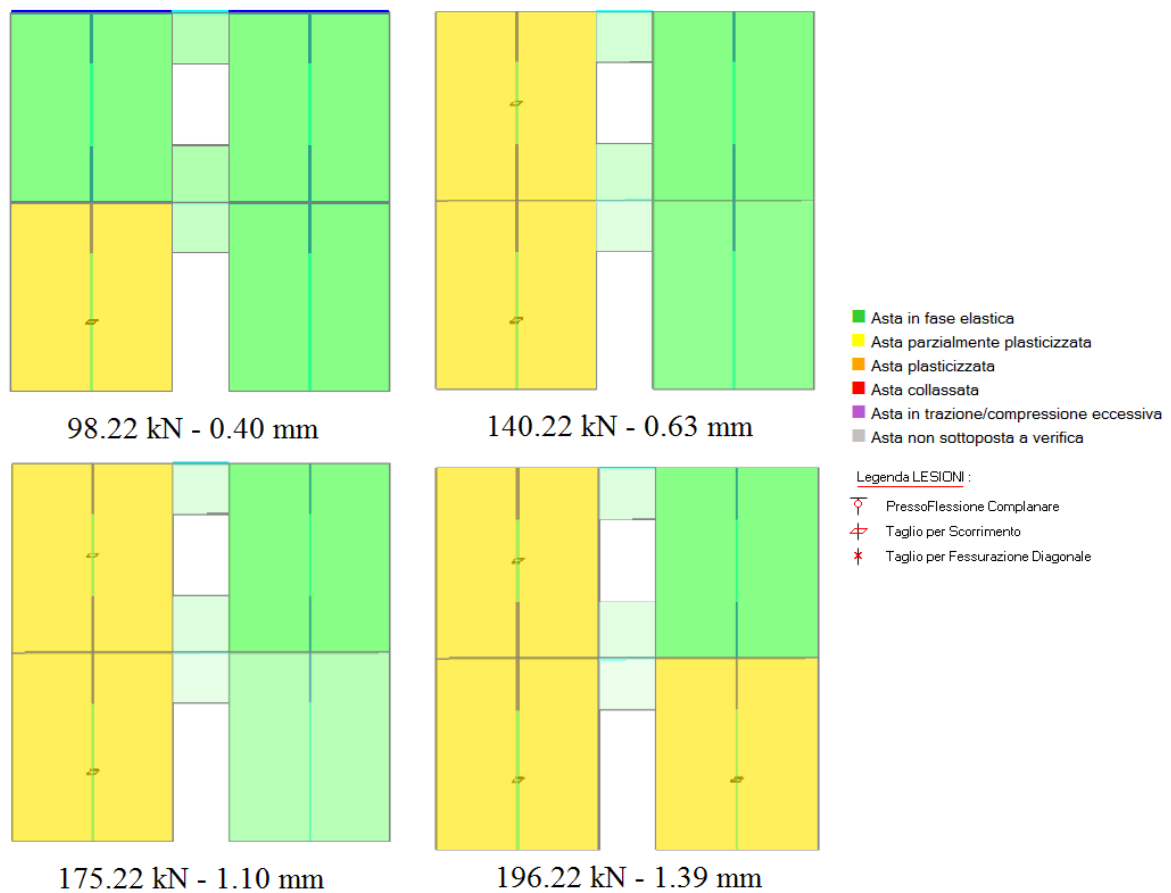


Fig. 4.1.6. Parete A, distribuzione (F): sequenza della fessurazione progressiva

Le analisi evidenziano una risposta dominata dalla rottura per scorrimento e pressoflessione: la rottura per scorrimento anticipa quella per flessione. I maschi sopravvento, rispetto alla direzione delle forze sismiche, raggiungono il taglio ultimo per primi (aste 1 e 8, vd. numerazione in fig. 4.1.2); i maschi sottovento possono plasticizzarsi solo dopo la crisi di quelli sopravvento (aste 4 e 12). Infatti per effetto dell'azione ribaltante dovuto alle forze orizzontali si ha una diminuzione dell'azione assiale sui maschi 1 e 8 che influisce sulla resistenza a taglio e a flessione; viceversa per i maschi 4 e 12 si ha un incremento dell'azione assiale con aumento della resistenza sia flessionale che a taglio.

Il meccanismo resistente è governato dai soli maschi murari; le fasce sottoposte alla sola verifica a taglio rimangono in fase elastica.

Infine si riportano i profili degli spostamenti orizzontali ai piani in corrispondenza della prima fessurazione e dello stato limite ultimo per le due distribuzioni di forze.

Piano	Quota (m)	Spostamento X distribuz. (E): prima fess. / SLU (mm)	Spostamento X distribuz. (F): prima fess. / SLU (mm)
1	3.00	0.212 / 0.662	0.206 / 0.698
2	6.00	0.389 / 1.202	0.400 / 1.386

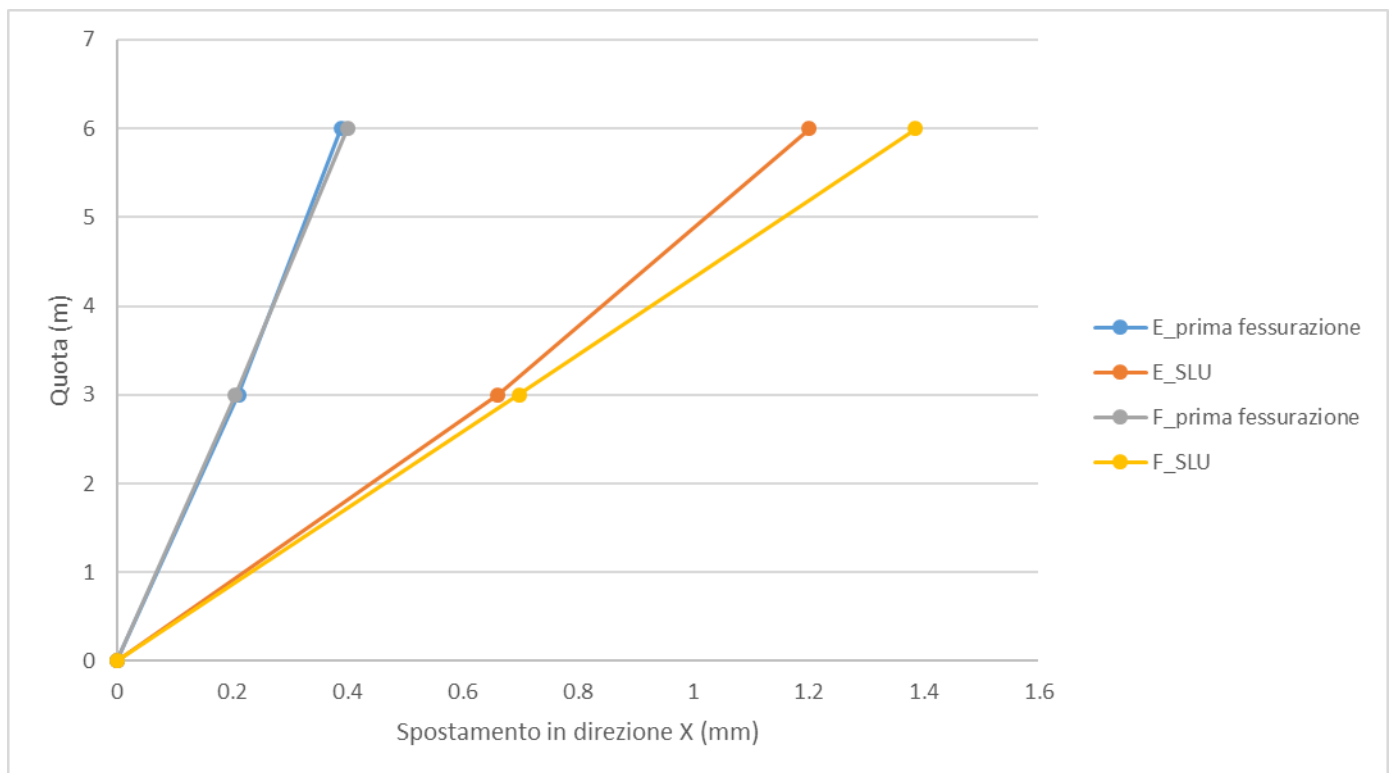


Fig. 4.1.7. Parete A: profilo degli spostamenti orizzontali ai piani

Per la distribuzione di forze proporzionale alle masse (E) il piano inferiore presenta maggiore spostamento; ovviamente ciò è in accordo con un taglio minore al livello superiore e maggiore al livello inferiore, rispetto alla distribuzione modale (F). Dal punto di vista dello stato limite di danno, gli spostamenti sono comunque molto piccoli; questo comportamento è normale per le murature, trattandosi un materiale molto rigido. Per studiare l'effetto di accoppiamento dei maschi murari svolto dalle fasce, si studia la parete A sottoponendo a verifica a pressoflessione anche le fasce. Supponendo che i cordoli siano assenti o inefficaci, e cioè che le fasce non siano dotate di elementi resistenti a trazione, il loro degrado a pressoflessione

avviene già nella fase iniziale della curva e quindi nel processo pushover il loro vincolamento interno è a biella: esse svolgono solo la funzione di collegamento tra i maschi murari ai fini traslazionali. Si riportano i risultati relativi alla distribuzione (E), proporzionale alle masse.

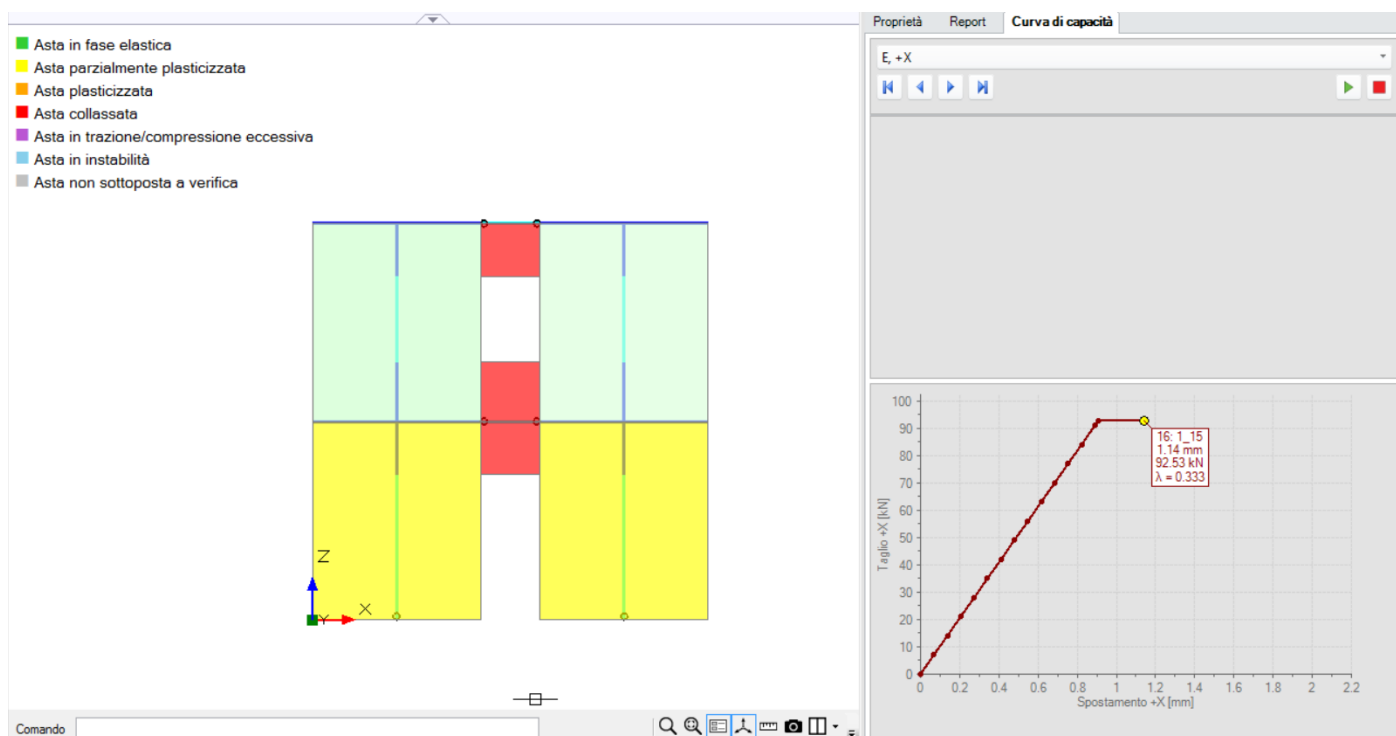


Fig. 4.1.8. Parete A, distribuzione (E), fasce con comportamento a biella

L'esecuzione della verifica a pressoflessione di fasce non resistenti a trazione comporta un evidente peggioramento: il taglio massimo globale scende da 213.06 kN a 92.53 kN (-43%). Questo risultato è in accordo con le prove eseguite in [4.1.1] dove uno stesso modello è stato analizzato con varie ipotesi sulla capacità di resistenza degli elementi orizzontali; il concetto fondamentale è che diminuendo il grado di accoppiamento dei maschi murari la forza massima sostenibile diminuisce.

N.B. Come confronto tra la metodologia seguita in PCM ed il testo di riferimento [4.1.1], è opportuno osservare che mentre in quel testo l'elemento di accoppiamento orizzontale viene modellato con due aste che rappresentano separatamente cordolo e fascia, in PCM si modella un unico elemento orizzontale, rappresentativo di un elemento strutturale d'insieme dove il cordolo, se presente, è di fatto connesso alla fascia. Alla fascia di PCM è comunque possibile attribuire resistenza a trazione in intradosso (corrisponde all'architrave sopra l'apertura sottostante) e/o in estradosso (corrisponde appunto al cordolo). Trascurare la verifica a pressoflessione della fascia ha significato, nel primo test, attribuire tale capacità di resistenza al cordolo, trascurando appunto il contributo alla pressoflessione offerto dalla muratura. Nel secondo test, eseguire tale verifica nella fascia muraria ha significato supporre assenza (o insufficienza) di cordolo e attribuzione della resistenza a pressoflessione alla capacità della sola muratura: ponendo nulle (ipotesi-limite) le resistenze a trazione in intradosso e in estradosso si è di fatto esclusa qualunque capacità di resistenza a pressoflessione dell'elemento di accoppiamento orizzontale. Questa è da considerarsi, come già evidenziato, un'ipotesi-limite; in generale, nei casi reali, una pur minima resistenza a pressoflessione sarà presente e potrà essere considerata in input nella definizione dei dati delle fasce. ■

Come ultimo caso di studio della parete A, si analizzano i risultati vincolando le rotazioni nel piano verticale (φ_Y) dei nodi interni del livello intermedio e della copertura. Si assume così lo schema shear-type del telaio

equivalente, tipico del metodo di analisi sismica non lineare POR: in questo modo non si considera l'effetto ribaltante dovuto alle forze orizzontali applicate sul telaio, per cui si perde l'effetto di variazione di sforzo normale agente sui maschi murari. I risultati dovrebbero evidenziare un meccanismo di rottura di piano, in cui le pareti dello stesso piano raggiungono analogo stato fessurativo indipendentemente dall'essere sopravvento. In questo modello si riprende l'ipotesi iniziale sulla presenza di cordoli, sottoponendo le fasce alla sola verifica a taglio. Con riferimento alla distribuzione di forze (E), i risultati ottenuti sono illustrati in figura seguente.

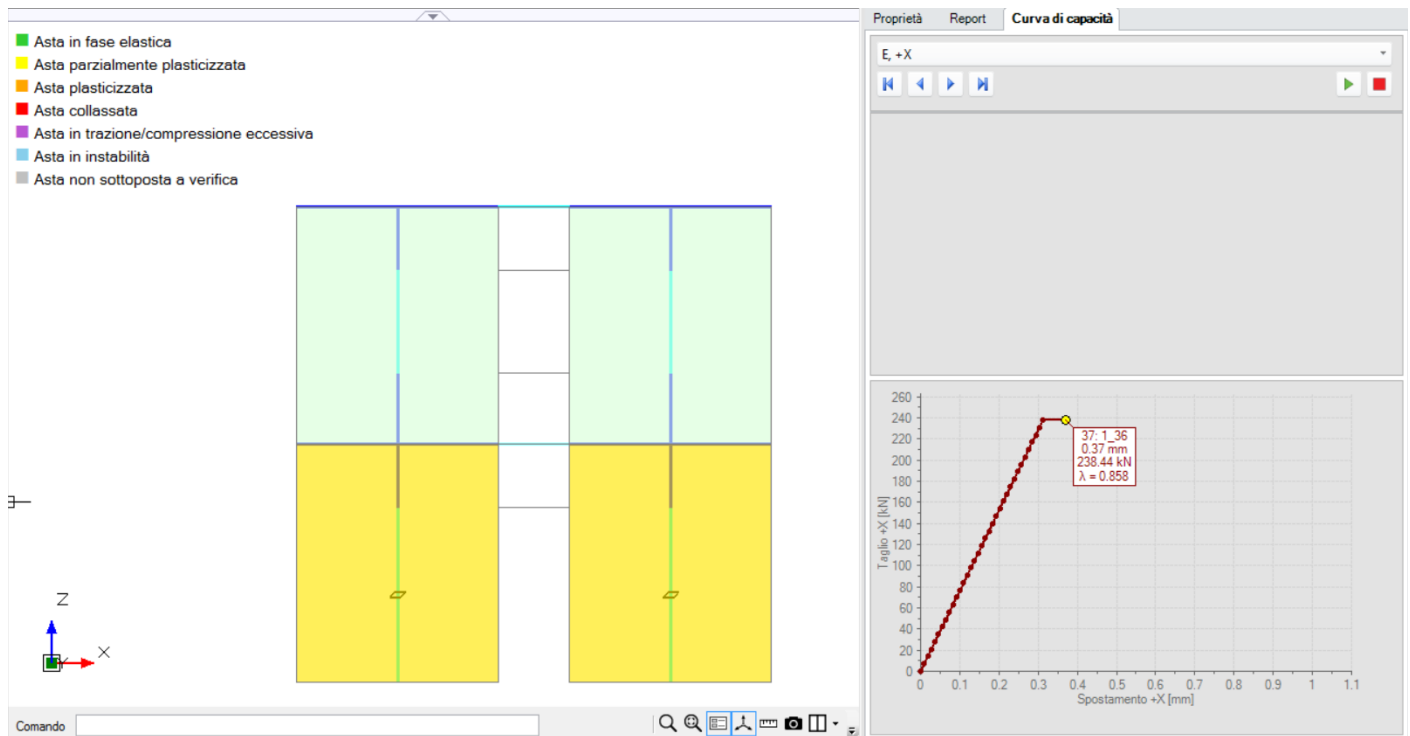


Fig. 4.1.9. Parete A, distribuzione (E), comportamento shear-type

L'analisi evidenzia una risposta dominata dalla rottura per taglio per scorrimento dei soli maschi del piano inferiore. L'effetto dell'azione ribaltante dovuta alle forze orizzontali è trascurabile: l'asta superiore sopravvento non raggiunge la crisi e resta in campo elastico.

Rispetto al modello con rotazioni libere nel piano delle pareti, nello schema shear-type la parete è globalmente molto più rigida (+275%), ha resistenza più elevata (+46%), ma risulta anche avere comportamento più fragile, essendo lo spostamento al limite ultimo più basso (-16%).

Analisi parete B

I modelli architettonico e strutturale sono riportati in fig. 4.1.10.

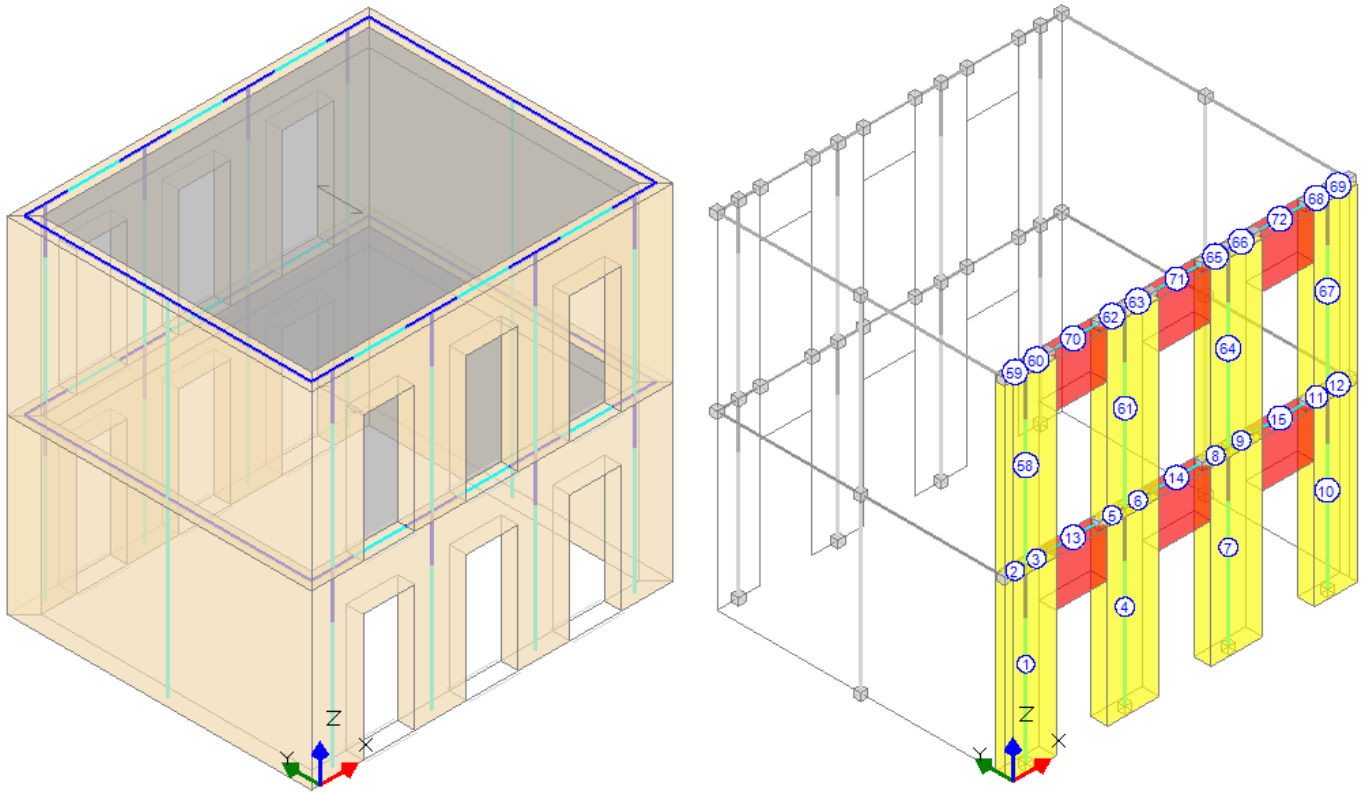


Fig. 4.1.10. Parete B: modellazione architettonica e strutturale

Tutte le considerazioni fatte per la parete A valgono anche per questo esempio di studio. In questo caso però i sottofinestra sono stati considerati influenti, quindi i maschi non presentano un braccio rigido alla base: ne derivano rapporti h/l maggiori di 2. Si aspettano pertanto rotture prevalentemente per pressoflessione.

Nelle figure seguenti sono riportate la curva di capacità e la sequenza di fessurazione progressiva per ognuna delle due distribuzioni esaminate (E) e (F).

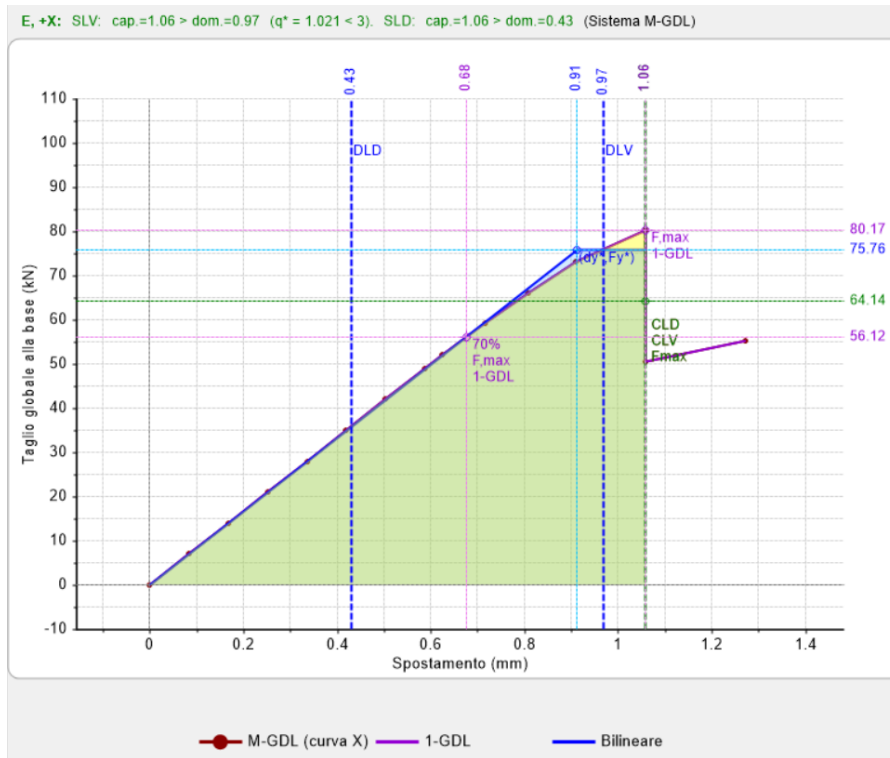


Fig. 4.1.11. Parete B, distribuzione (E): curva di capacità

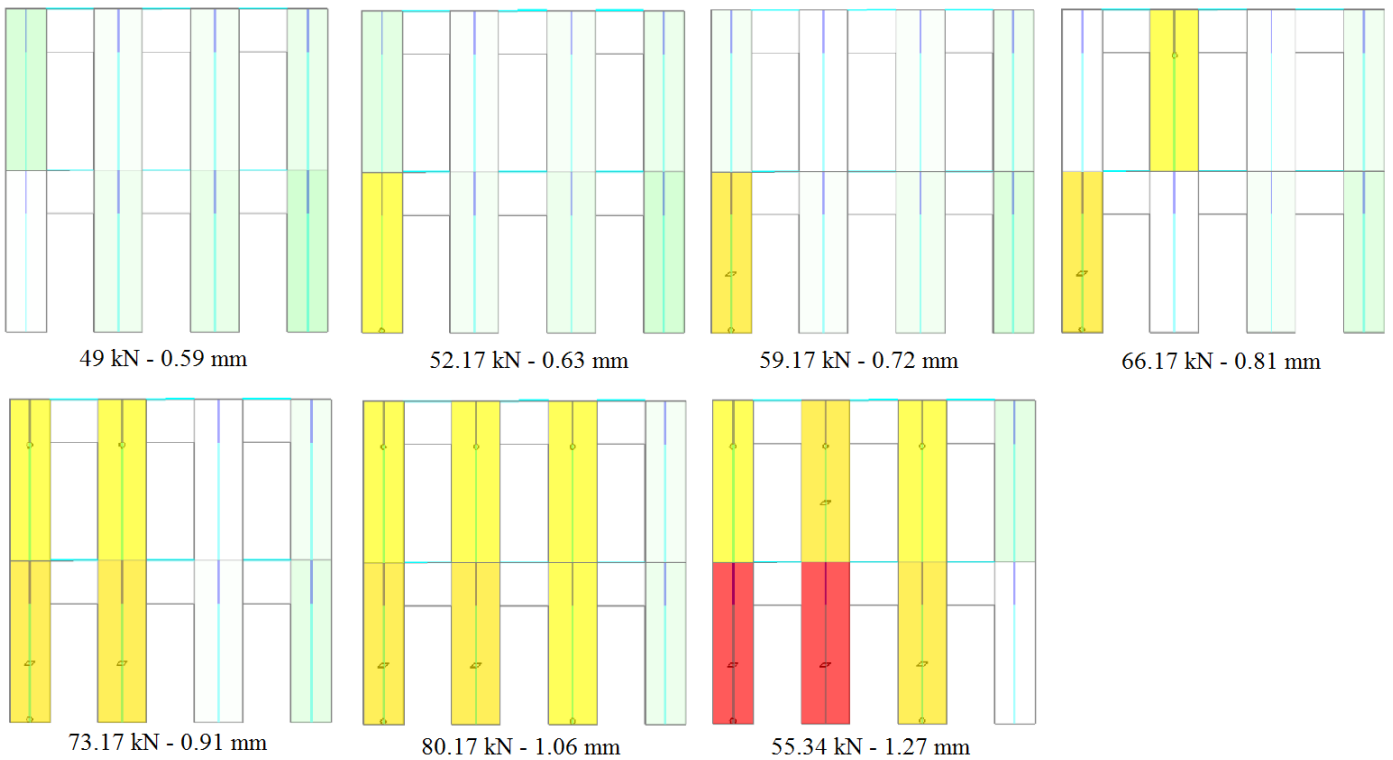


Fig. 4.1.12. Parete B, distribuzione (E): sequenza della fessurazione progressiva

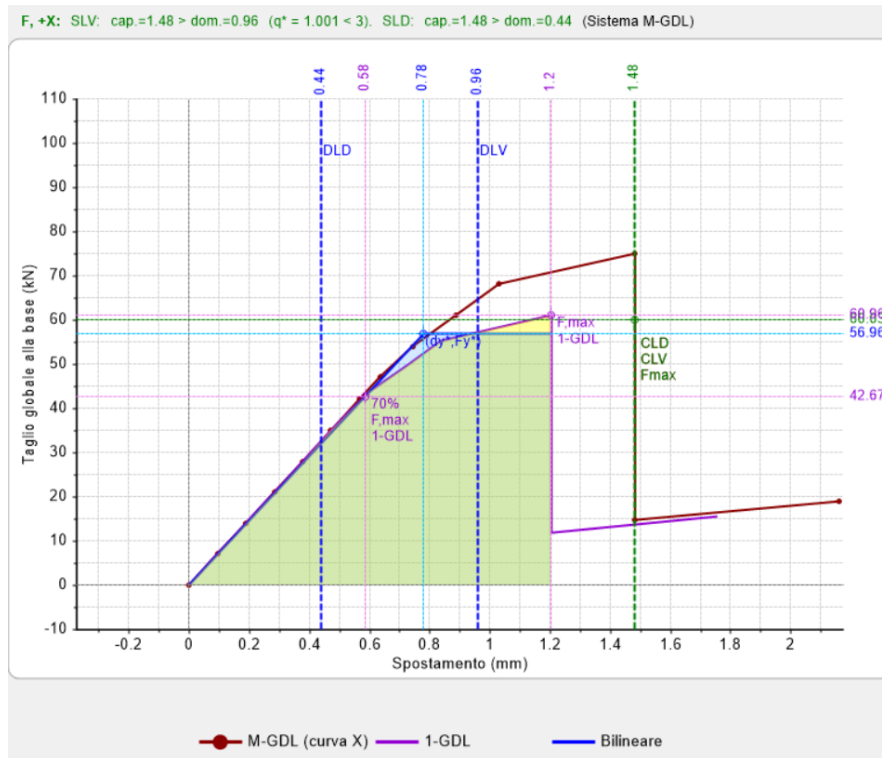


Fig. 4.1.13. Parete B, distribuzione (F): curva di capacità

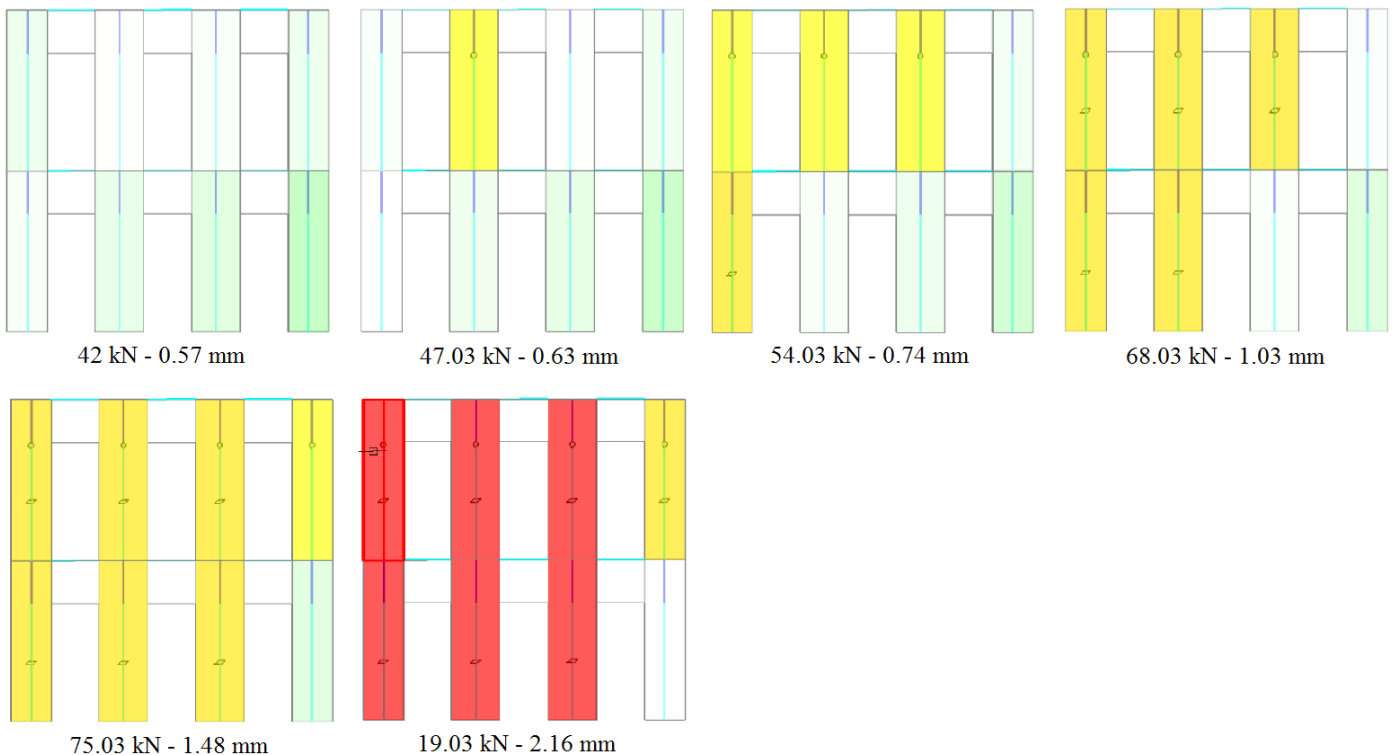


Fig. 4.1.14. Parete B, distribuzione (F): sequenza della fessurazione progressiva

Per entrambe le distribuzioni di forza, e soprattutto per la modale adattiva, il piano debole risulta il piano superiore; nel piano inferiore raggiungono la plasticizzazione 3 maschi (resta escluso il maschio sottovento)

nella distribuzione di forze proporzionali alle masse, rispetto al solo maschio sopravvento della distribuzione (F).

Nella distribuzione (F) il degrado della struttura conduce ad un aumento delle azioni in sommità. Inoltre, a causa delle forze al piano superiore, maggiori rispetto all'altra distribuzione, le crisi sopraggiungono al piano superiore per valori del taglio minori e complessivamente il comportamento della parete è condizionato prevalentemente dal piano superiore, mentre nel caso della distribuzione (E) il danneggiamento è più esteso ed omogeneo, e lo stato limite ultimo viene conseguito per un maggior valore del taglio globale.

Le rotture per pressoflessione si manifestano dapprima alla base per i maschi del piano inferiore (cui seguono, nella distribuzione (E) plasticizzazioni anche in sommità), e in sommità per i maschi del piano superiore, in accordo ai risultati ottenuti in [4.1.1]. Le rotture a flessione tendono a precedere quelle per taglio da scorrimento; spesso sono praticamente contemporanee.

Infine si riportano i profili degli spostamenti orizzontali ai piani in corrispondenza dello stato limite ultimo per le due distribuzioni di forze, confrontati con la Parete A.

Piano	Quota (m)	Spostamento X distribuz. (E): prima fess. / SLU (mm)	Spostamento X distribuz. (F): prima fess. / SLU (mm)
1	3.00	0.358 / 0.625	0.334 / 0.635
2	6.00	0.625 / 1.059	0.635 / 1.483

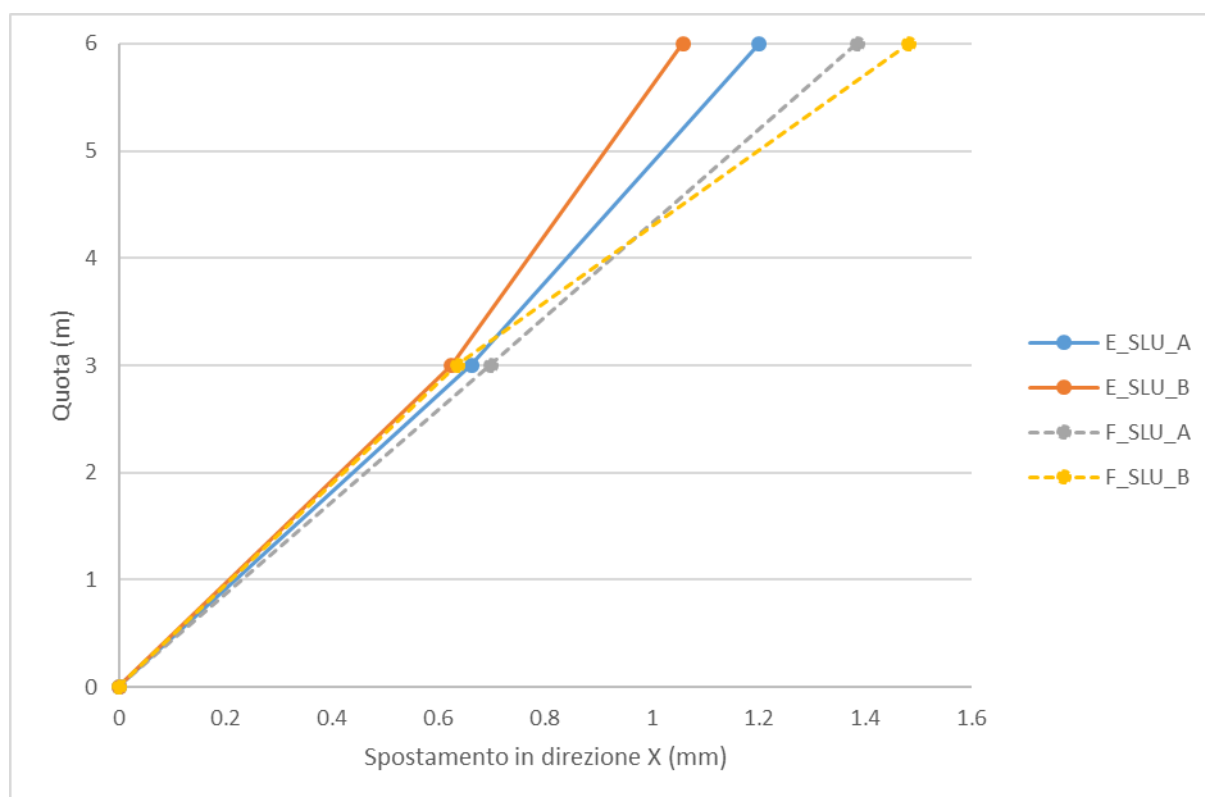


Fig. 4.1.15. Spostamenti allo stato limite ultimo: confronto fra Parete A e Parete B

Analisi parete C

I modelli architettonico e strutturale sono riportati in fig. 4.1.16.

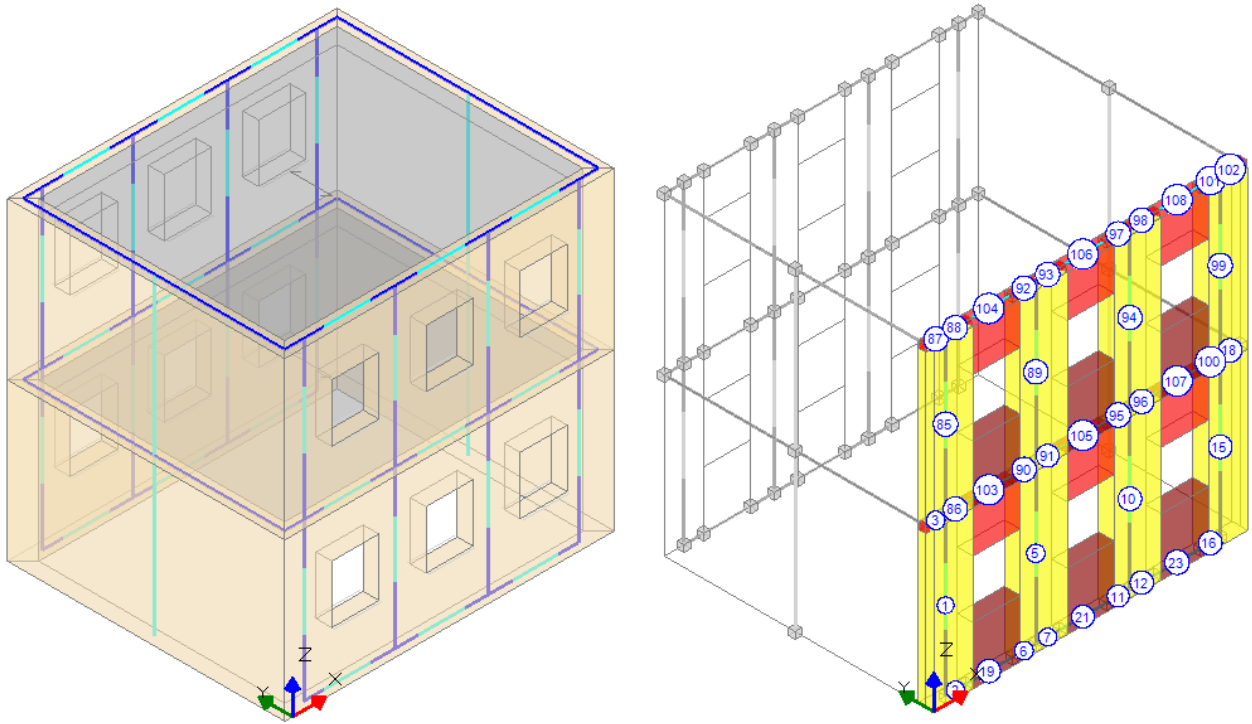


Fig. 4.1.16. Parete C: modellazione architettonica e strutturale

Nella parete C i sottofinestra forniscono il vincolo di irrigidimento ai maschi murari laterali, modellati con zone rigide anche al primo piano. La parete C presenta rapporti h/l compresi fra 1 e 1.5, ed è un caso intermedio fra quelli analizzati in precedenza.

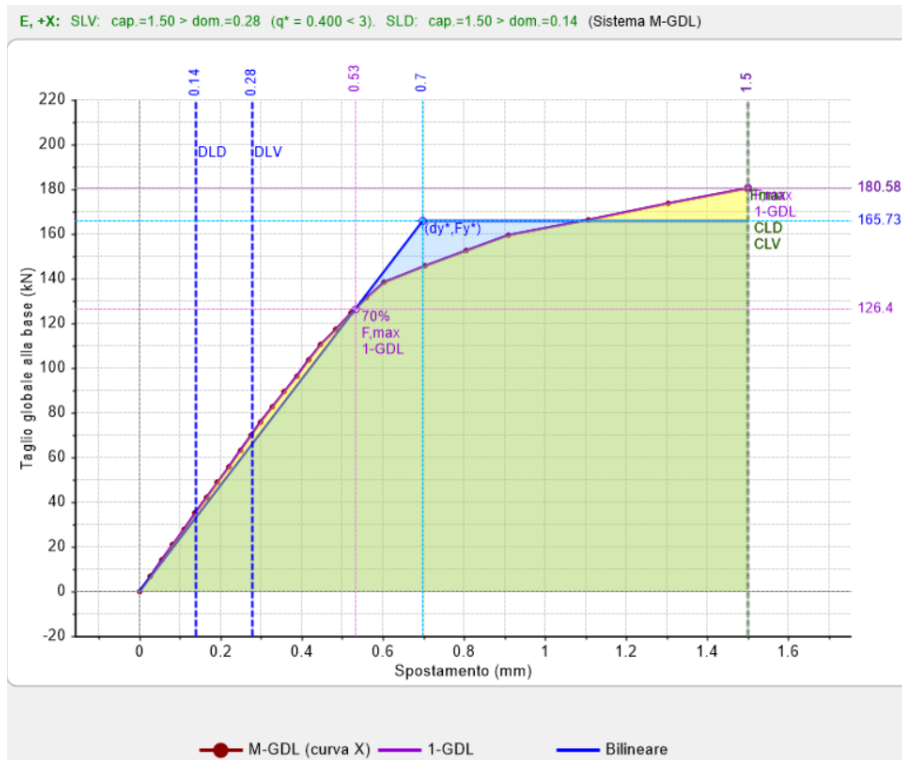


Fig. 4.1.17. Parete C, distribuzione (E): curva di capacità

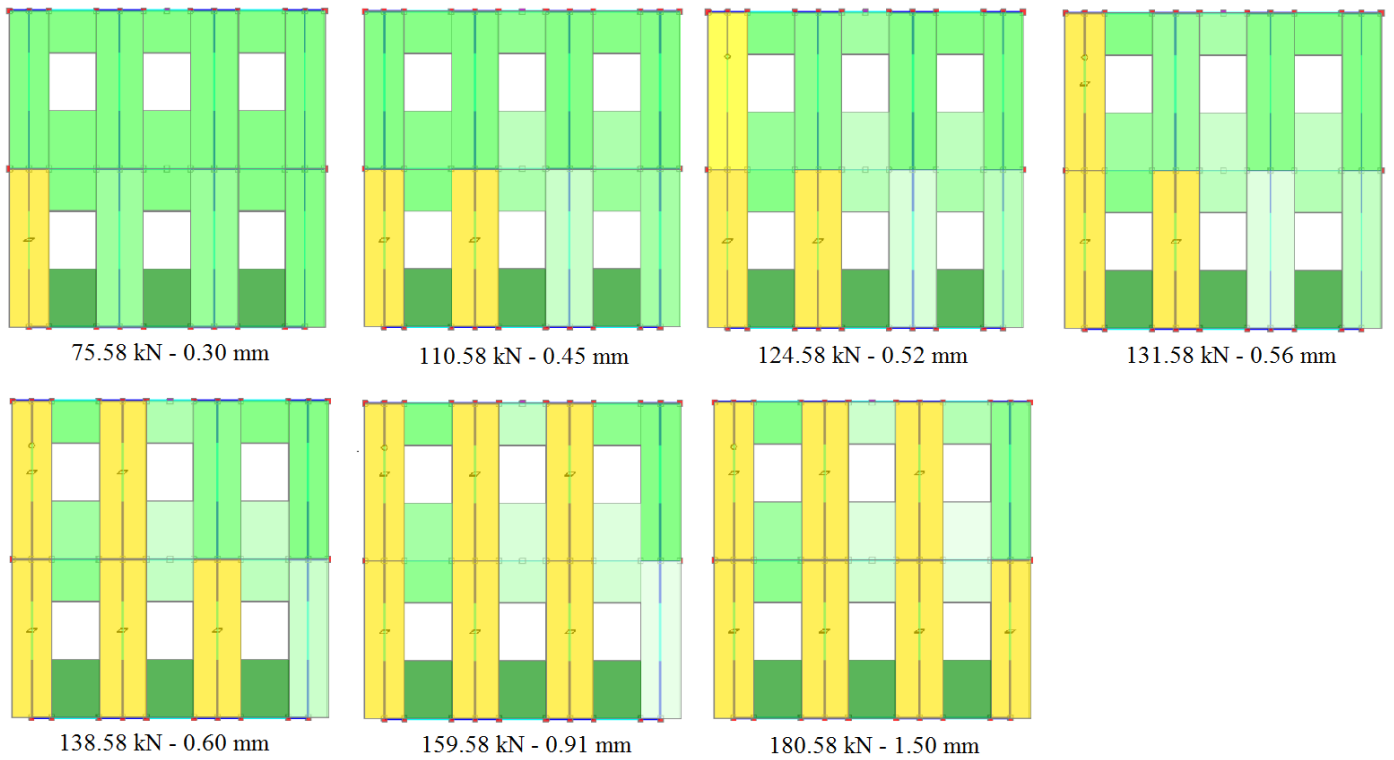


Fig. 4.1.18. Parete C, distribuzione (E): sequenza della fessurazione progressiva

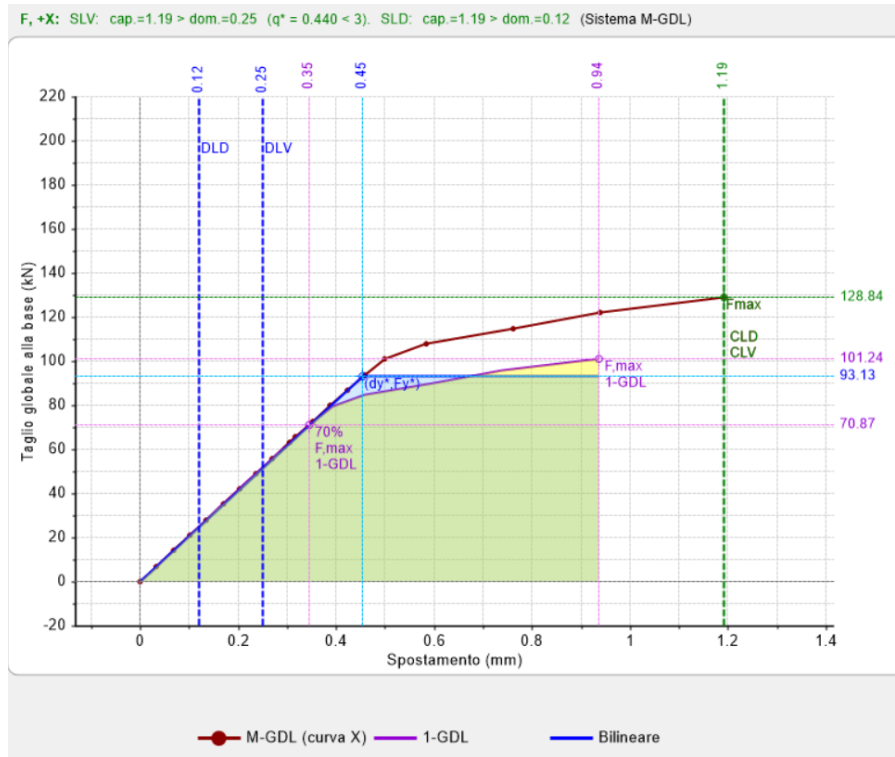


Fig. 4.1.19. Parete C, distribuzione (F): curva di capacità

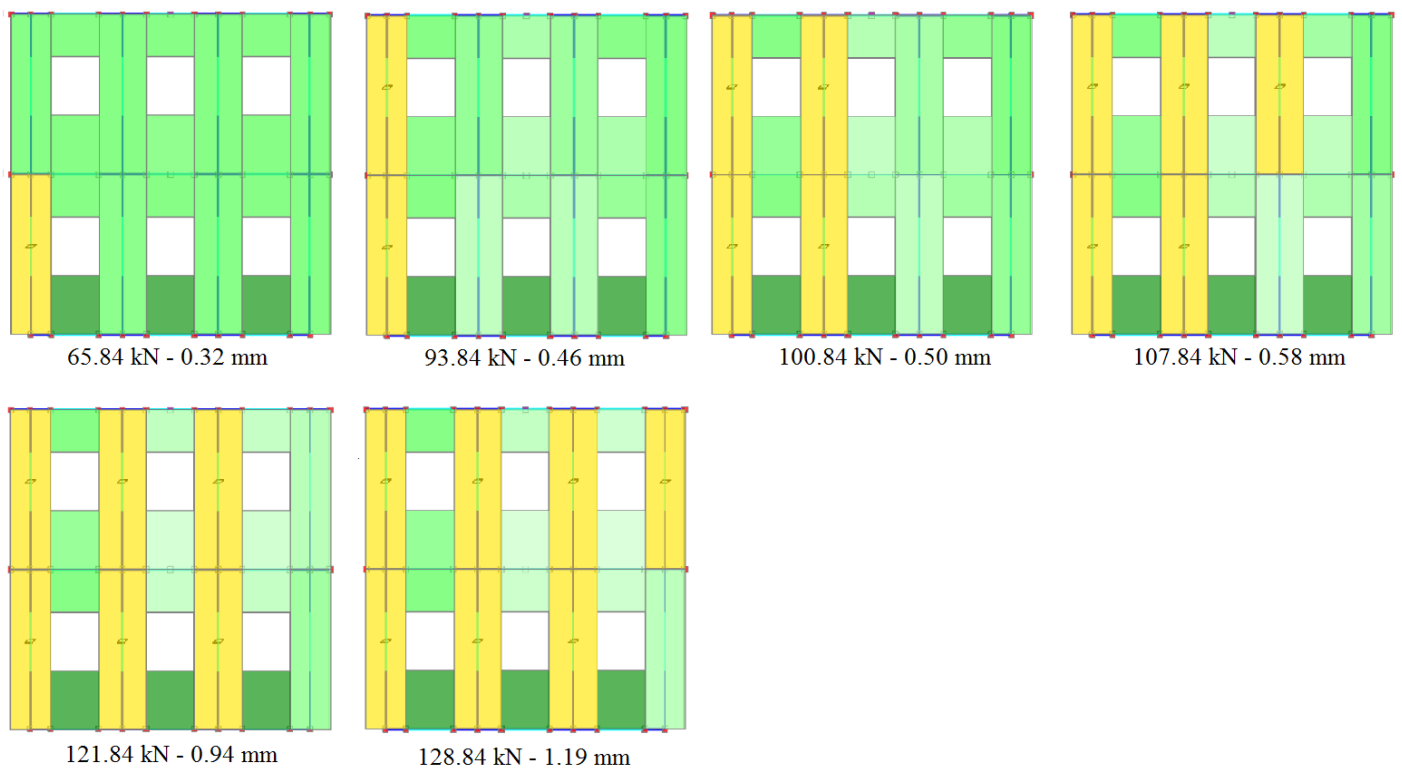


Fig. 4.1.20. Parete C, distribuzione (F): sequenza della fessurazione progressiva

Le analisi evidenziano una risposta dominata dalla rottura per taglio da scorrimento e pressoflessione (queste ultime sopraggiungono sempre in un secondo momento): le crisi si verificano nei maschi

sopravvento rispetto alla direzione delle forze sismiche. Nella distribuzione (E) si plasticizzano maggiormente i maschi del piano inferiore; nella (F), quelli del piano superiore; ciò dipende dalla diversa ripartizione del taglio globale nelle due distribuzioni.

Per quanto riguarda lo spostamento (cfr. fig. 4.1.21), risulta in diminuzione significativa rispetto alla parete B: le zone rigide dovute a strisce e sottofinestra 'compensano' la snellezza dei maschi, e la rigidità complessiva del sistema strutturale diviene simile alla parete A.

Nella tabella seguente si trovano gli spostamenti orizzontali ai piani in corrispondenza dello stato limite ultimo per le due distribuzioni di forze; il confronto fra i profili di spostamento delle tre pareti A, B e C è riportato in fig. 4.1.21.

Piano	Quota (m)	Spostamento X distribuz. (E): prima fess. / SLU (mm)	Spostamento X distribuz. (F): prima fess. / SLU (mm)
1	3.00	0.138 / 0.727	0.131 / 0.410
2	6.00	0.298 / 1.5	0.318 / 1.191

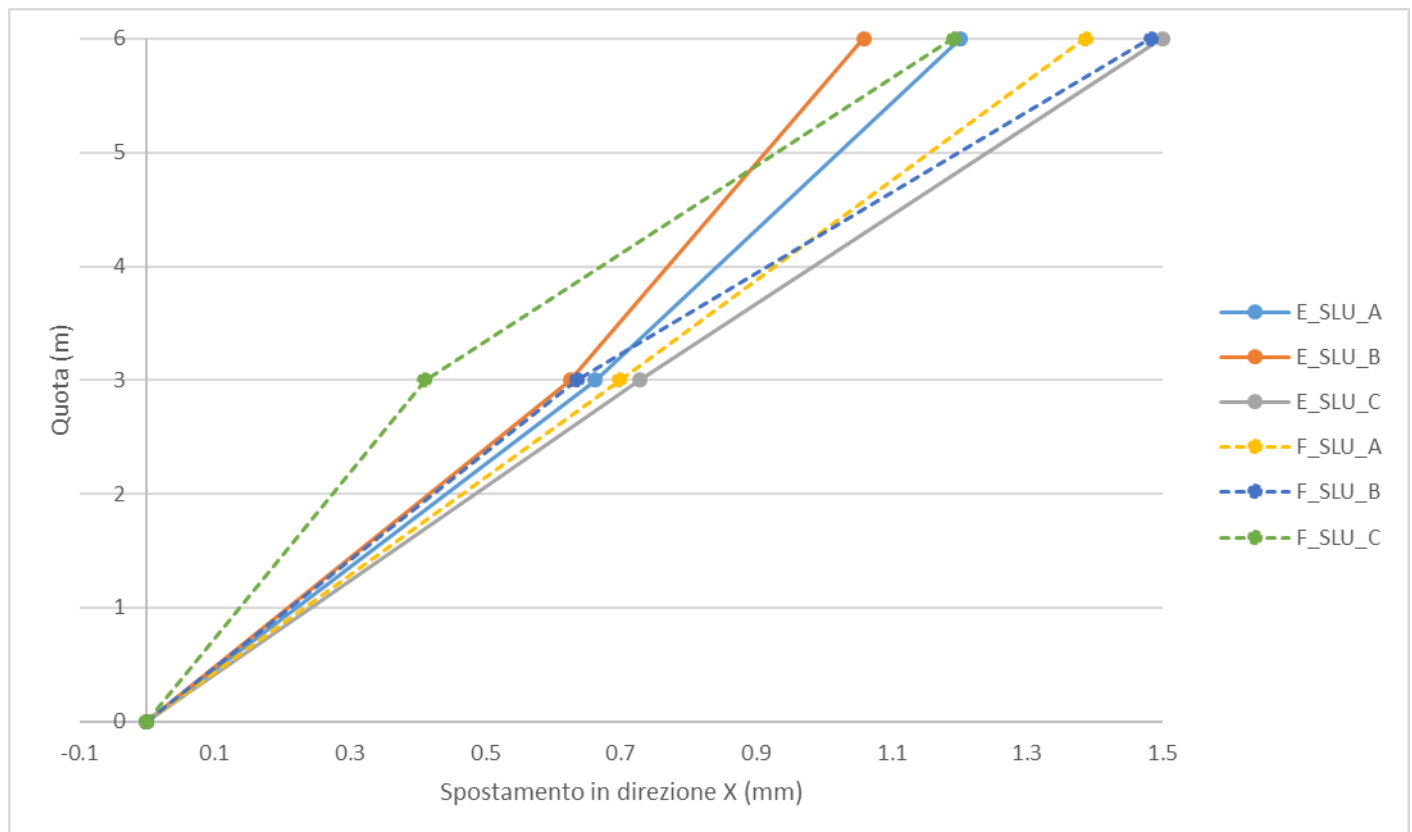


Fig. 4.1.21. Parete C: profilo di spostamenti allo stato limite ultimo e confronto con le pareti A e B

Conclusioni

Si è analizzata una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano con forze orizzontali crescenti, applicate al livello dei solai secondo due distribuzioni di forze:

- 1- distribuzione di forze proporzionale alla massa (E);
- 2- distribuzione di forze proporzionali alla prima forma modale (F), di tipo adattivo (analisi evolutiva), tenendo conto cioè dell'evoluzione della rigidezza e quindi delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche.

Sono state prese in considerazione tre diverse configurazioni di pareti a due piani, i cui maschi hanno rapporti diversi altezza/larghezza, passando da $h/l < 1$ a $h/l > 2$. Il confronto fra le tre diverse pareti è stato svolto esaminando le curve taglio-spostamento, i meccanismi di rottura degli elementi maschio e fascia ed i profili degli spostamenti orizzontali.

I risultati dell'analisi pushover condotta con il software PCM sono riassunti nelle tabelle seguenti, dove per ognuna delle tre pareti si confrontano i valori ottenuti per le due distribuzioni di forze di riferimento:

	Parete A	Parete B	Parete C
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m)	277076	82809	251933
Resistenza massima (taglio alla base) (kN)	213.06	55.34	180.58
Spostamento orizzontale a quota 6.00 m (sommità) (mm)	1.20	1.27	1.50

Fig. 4.1.22. Distribuzione proporzionale alle masse: sintesi dei risultati

	Parete A	Parete B	Parete C
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m)	245550	74650	205750
Resistenza massima (taglio alla base) (kN)	196.22	75.03	128.84
Spostamento orizzontale a quota 6.00 m (sommità) (mm)	1.39	1.48	1.19

Fig. 4.1.23. Distribuzione adattiva (primo modo): sintesi dei risultati

Confrontando i risultati delle tre pareti, emerge che spostamenti, rigidezza e resistenza per le pareti A e C sono dello stesso ordine di grandezza, mentre la parete B rivela dati di rigidezza e resistenza nettamente inferiori e di spostamenti superiori.

Nella distribuzione modale, in particolare, si rileva che la resistenza della parete C è intermedia fra le pareti A e B, così come intermedia è la snellezza dei maschi murari.

I risultati del test corrispondono alle attese; inoltre essi sono in accordo con quanto indicato dalla letteratura tecnica relativa all'argomento [1].

4.2. CONFRONTO FRA METODO POR E ANALISI PUSHOVER

Riferimenti bibliografici:

[4.2.1] Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977: "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

Files dati di riferimento:

Per l'elaborazione con l'analisi pushover, viene installato il file:
Pcm\Esempi_Validazione\Confronto_Por_Pushover.vdml
direttamente utilizzabile da Aedes.PCM.

Per l'elaborazione con il metodo Por, viene installato il file
Pcm\Esempi_Validazione\Confronto_Por_Pushover_PCM2012.pcm
utilizzabile esclusivamente da PCM 2012 (la più recente versione di PCM che opera con il Metodo Por)

La validazione dell'analisi statica non lineare eseguita da PCM può essere condotta confrontando i risultati della procedura con quelli del Metodo Por, noto ai tecnici del settore fin dagli anni '80 ed ampiamente utilizzato nell'ambito applicativo della Legge antisismica (fino al D.M. 16.1.1996 incluso).

La stabilità numerica dell'algorithmo Por è consolidata da tempo e costituisce quindi un ottimo riferimento per l'esecuzione di un test di confronto.

Per poter comparare queste due metodologie di analisi sismica statica non lineare, occorre definire un campo operativo entro cui sono confrontabili: il Metodo Por, infatti, può considerarsi un 'sottoinsieme' dell'analisi pushover generalizzata prevista dai più recenti riferimenti normativi; la simulazione della verifica Por richiede quindi una serie di impostazioni specifiche.

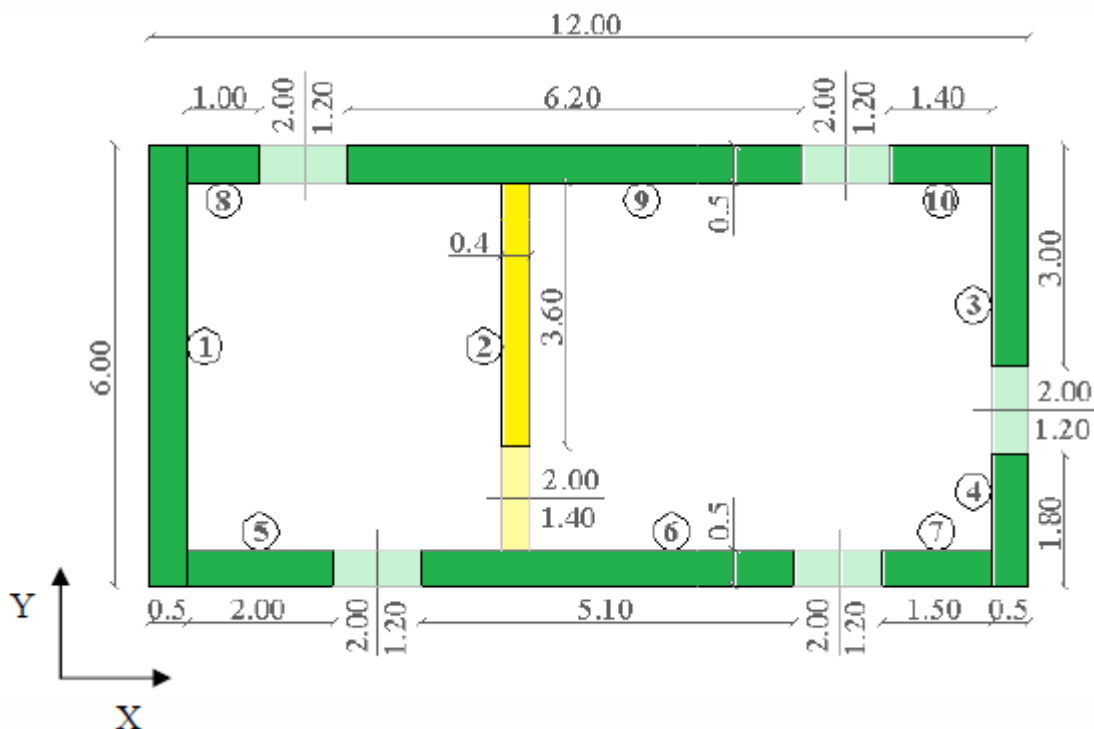


Fig. 4.2.1. Pianta dell'edificio studiato per il confronto fra le analisi Por e Pushover

Si fa riferimento al piano terra dell'edificio-tipo trattato come esempio applicativo nella Normativa tecnica DT2 della Regione Friuli Venezia Giulia, emanata alla fine degli anni '70, con cui si introdusse l'applicazione del metodo Por. La fig. 4.2.1 riporta la pianta dell'edificio, caratterizzato da due tipi di materiali:

- pietrame iniettato (in colore verde)
- muratura in forati doppio UNI e malta cementizia (in colore giallo).

Il metodo Por viene applicato con il software PCM 2012 © AEDES (la più recente versione che opera con le Normative precedenti al D.M. 14.1.2008 e, fra i vari metodi, con l'analisi statica non lineare di tipo Por); l'analisi pushover, introdotta dalle Normative di nuova generazione (OPCM 3274/2003, D.M. 14.1.2008), viene applicata con la versione corrente di Aedes.PCM.

I due ambienti software operano con modalità sostanzialmente diverse.

PCM 2012 adotta macroelementi con gestione delle aree di carico e delle incidenze fra pareti di tipo geometrico, con vincolamenti interni ed esterni preimpostati; Aedes.PCM è invece un vero e proprio software ad elementi finiti, caratterizzato da aste (beam) fra loro collegate, con genericità sui vincolamenti interni ed esterni.

Gli schemi strutturali creati con PCM 2012 sono di fatto un sottoinsieme dei modelli a telaio equivalente analizzati con Aedes.PCM, e lo studio proposto nel seguito evidenzierà questo aspetto attraverso la schematizzazione in Aedes.PCM delle condizioni operative del metodo Por.

Sia per le diversità teoriche fra Por e Pushover, sia per le caratteristiche dei due software utilizzati, per rendere più efficace il confronto tra le due analisi si adotta una serie di impostazioni:

- la struttura del test consiste in un solo piano;
- si considerano agenti i soli carichi permanenti, a causa della diversità fra i differenti riferimenti normativi dei coefficienti di combinazione dei carichi variabili;
- per ogni maschio, l'altezza di calcolo utilizzata nel metodo Por è pari alla luce libera di deformazione che caratterizza il maschio nell'analisi agli elementi finiti, in entrambi i piani di flessione complanare e ortogonale (in PCM 2012 le pareti concorrono in ogni piano di flessione con la medesima altezza di calcolo);
- in PCM 2012 occorre impostare nel modo seguente alcuni parametri di analisi sismica: Fasce medie, Controllo del taglio nella Sezione di Base, Contributo Rigidezza trasversale.

La modellazione per l'analisi pushover con Aedes.PCM è inoltre caratterizzata dai seguenti punti:

- le aree di solaio devono considerare un fattore correttivo dovuto alla diversa modalità di generazione dell'area di carico: in PCM 2012 la maglia viene definita dai piani medi delle pareti, in Aedes.PCM dal filo interno delle pareti; pertanto al carico adottato in Aedes.PCM (permanente pari a 5 kN/m^2) corrispondono carichi ridotti in PCM 2012, in modo che la risultante sia uguale nei due ambienti di calcolo;
- comportamento shear-type (per tutti i nodi dell'impalcato 1 vengono impedito le rotazioni nei piani verticali);
- per aderire alle modalità geometriche di ripartizione dei carichi dai solai adottate da PCM 2012, in Aedes.PCM vengono svincolati a traslazione verticale i link che collegano le pareti parallele all'orditura del solaio alle pareti ortogonali all'orditura stessa;
- per le aste, non si utilizzano rigidezze fessurate;
- si considera la rigidezza trasversale, il cui contributo è previsto anche dal metodo Por;
- le verifiche degli elementi in muratura sono essere condotte con $\gamma_M = 1.00$: a tal fine, all'edificio esistente viene attribuito il livello di conoscenza LC3 e il fattore di confidenza $F, C=1.00$;
- non si eseguono verifiche in sommità delle aste, ma soltanto alla base;
- le verifiche della muratura si limitano al solo taglio per fessurazione diagonale, con $b=1.5$; devono essere esclusi il taglio per scorrimento, la pressoflessione complanare e la pressoflessione ortogonale;
- le strisce sono escluse dalle verifiche;

- il punto di controllo per lo spostamento coincide con il baricentro dell'impalcato che insiste sulle pareti (ipotesi di impalcato rigido);
- per il campo plastico, si considera il controllo di duttilità (deve essere disattivato il controllo sulla deformazione ultima come drift (deformazione angolare) previsto dal D.M. 14.1.2008);
- in Aedes.PCM entrambe le murature caratteristiche dell'edificio sono qualificate come muratura esistente, in modo che la resistenza media a taglio, utilizzata in analisi lineare, sia direttamente corrispondente al valore in input (0.11 N/mm^2 per il pietrame iniettato, e 0.24 N/mm^2 per la muratura doppio UNI).

Affinché l'analisi pushover superi il test di confronto con il metodo Por, è necessario riscontrare valori simili sia per la forza massima, sia per lo spostamento corrispondente, in entrambe le direzioni di analisi X e Y. Il diagramma forza-spostamento viene inoltre confrontato in tutto il suo sviluppo. La comparazione fra le due analisi prosegue infine con il quadro delle fessurazioni e dei collassi corrispondente allo stato limite ultimo.

La modellazione con PCM 2012 per l'analisi col metodo Por è riportata in fig. 4.2.2.

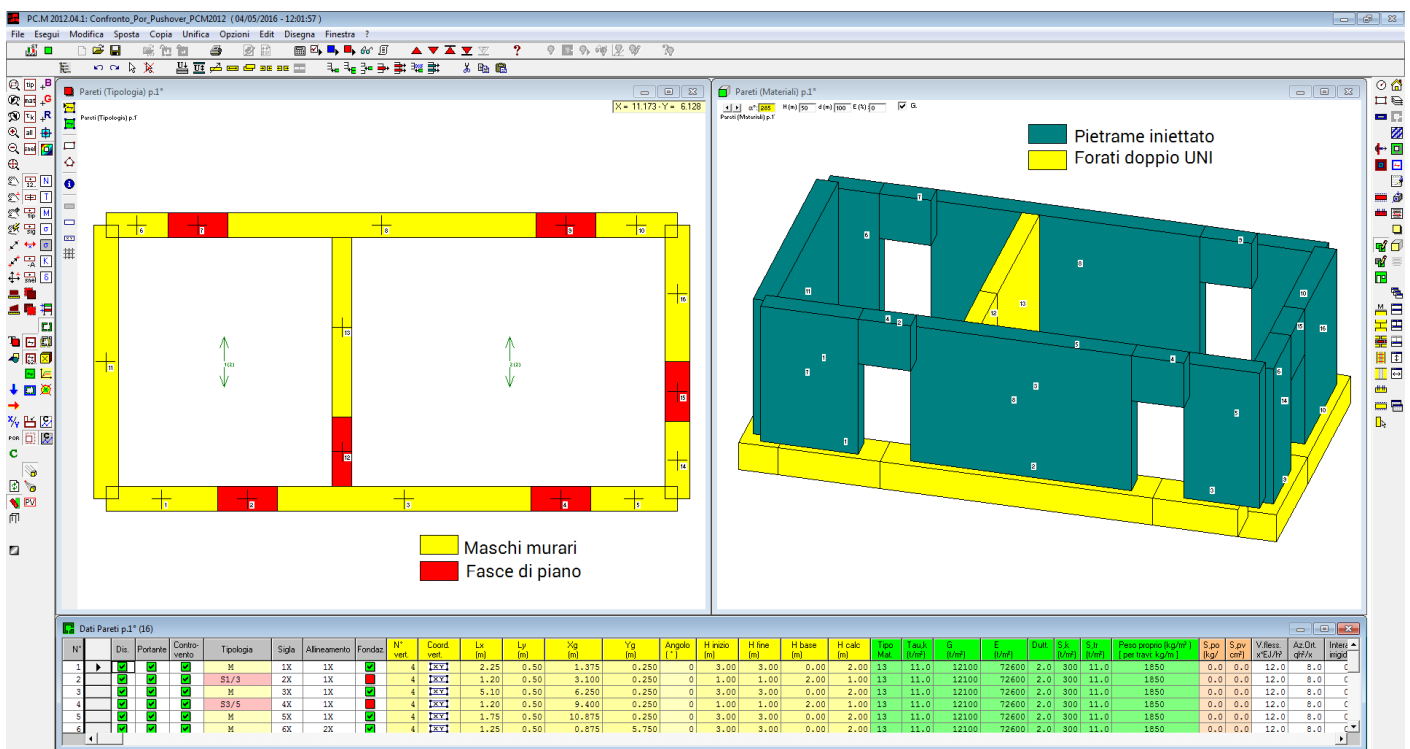


Fig. 4.2.2. Modellazione con PCM 2012 per l'analisi con metodo Por

La fig. 4.2.3 mostra i diagrammi forza-spostamento prodotti dal calcolo col metodo Por.

In particolare, si possono rilevare il taglio massimo e lo spostamento corrispondente.

La fig. 4.2.4 riporta lo stato di fessurazione e di collasso delle pareti in corrispondenza dello stato limite ultimo.

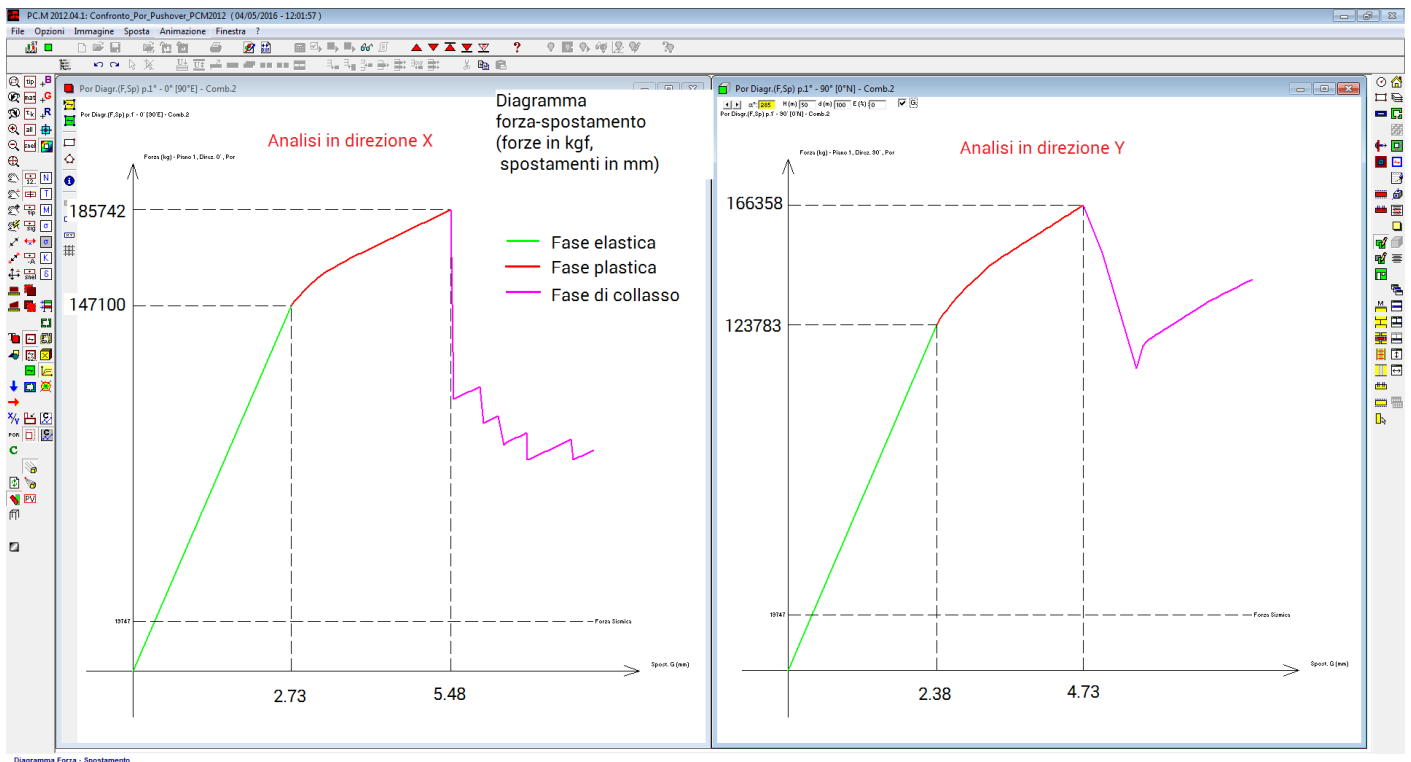


Fig. 4.2.3. Diagrammi Forza-Spostamento secondo il metodo Por

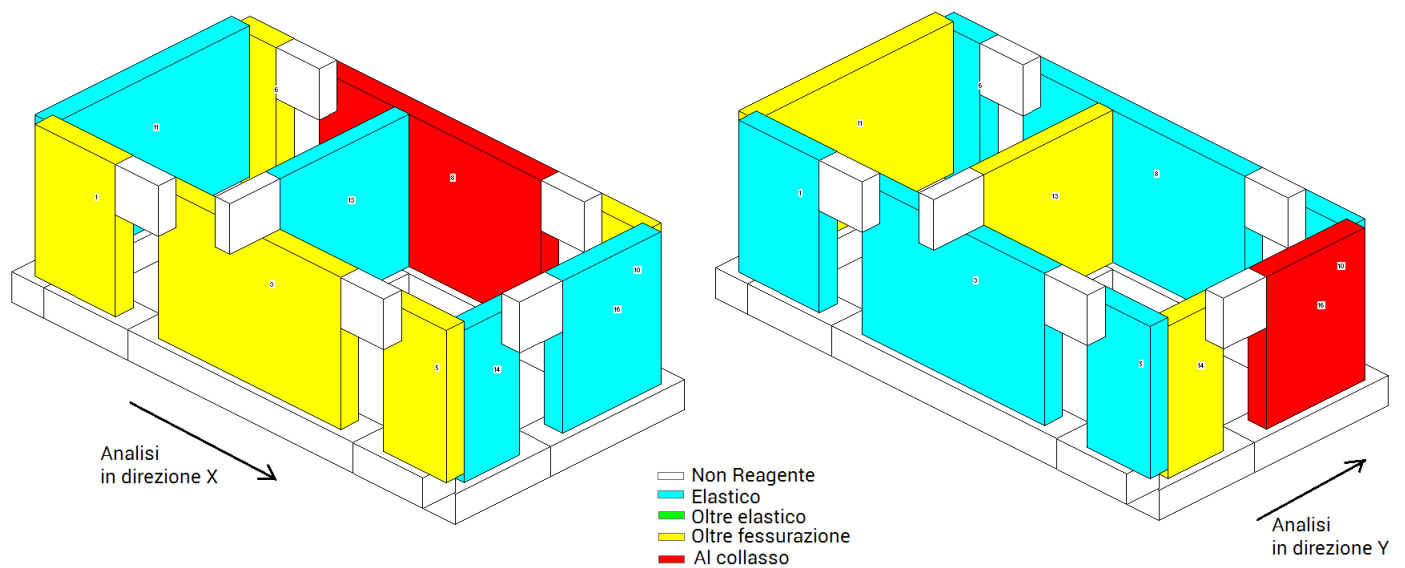


Fig. 4.2.4. Stato limite ultimo secondo il metodo Por

La modellazione con Aedes.PCM per l'analisi pushover è rappresentata in fig. 4.2.5. I risultati dell'analisi sono riportati nelle figg. 4.2.6 (X) e 4.2.7 (Y).

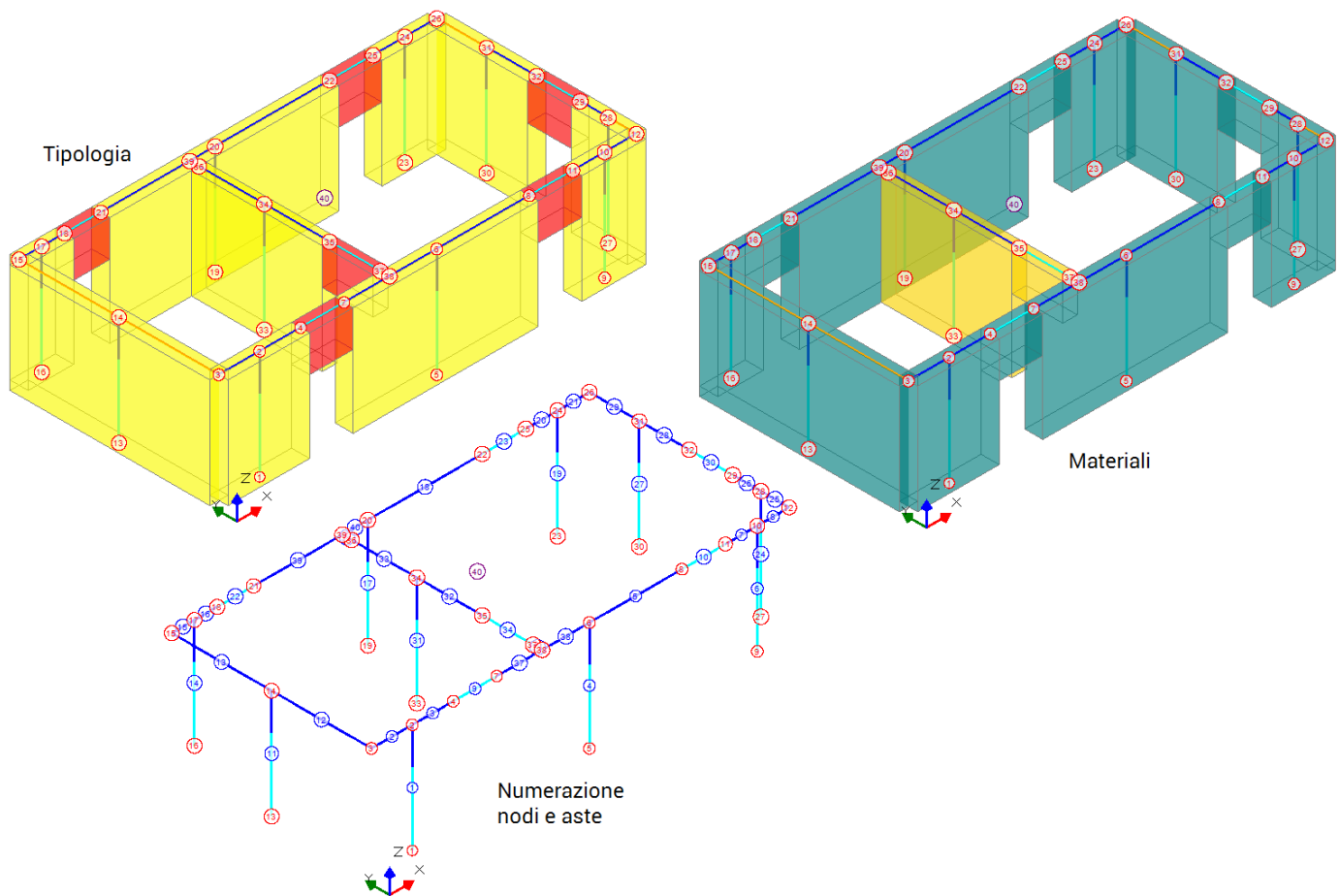


Fig. 4.2.5. Modellazione con Aedes.PCM per l'analisi pushover

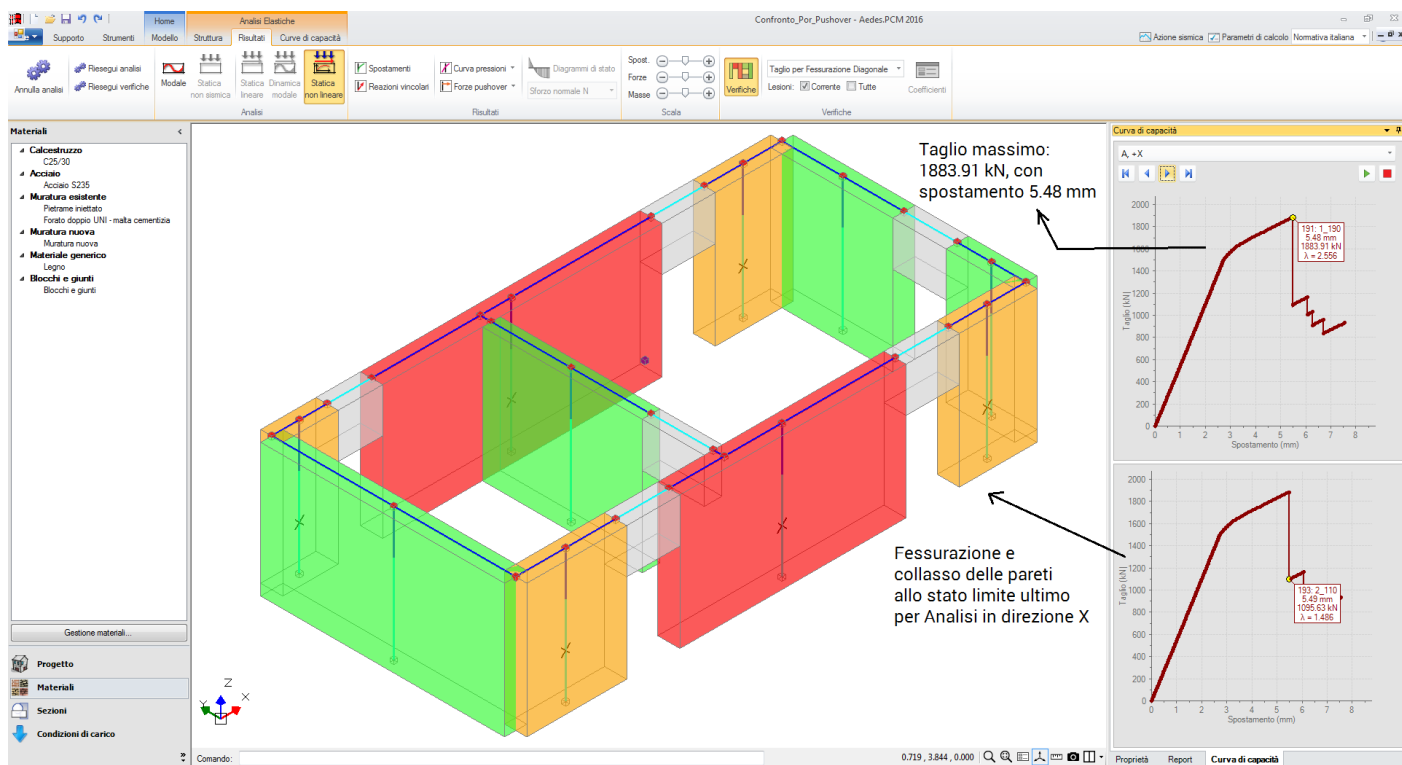


Fig. 4.2.6. Risultati analisi pushover in direzione X

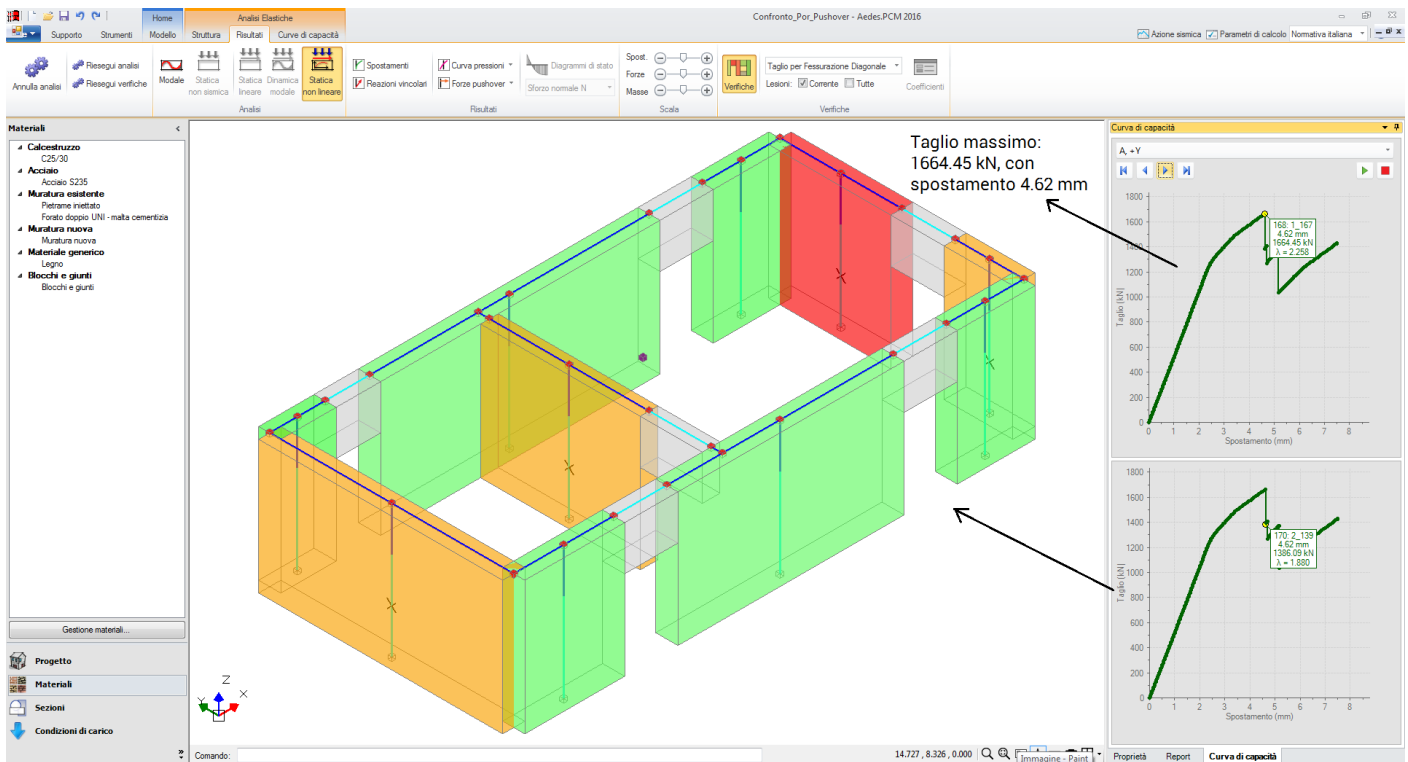


Fig. 4.2.7. Risultati analisi pushover in direzione Y

Confronto Forze e Spostamenti:

Metodo Por (1 kN \cong 100 kgf): (procede per incrementi di spostamenti)

Direzione X: Forza massima = 1857.42 kN, δ = 5.48 mm

Direzione Y: Forza massima = 1663.58 kN, δ = 4.73 mm

Analisi Pushover (eseguita da PCM): (procede per incrementi di forze)

Direzione X: Forza massima = 1883.91 kN, δ = 5.48 mm

Direzione Y: Forza massima = 1664.45 kN, δ = 4.62 mm

Forze e spostamenti sono coincidenti a meno di scarti non significativi.

Confronto diagrammi (curve di capacità):

da tutti i punti di vista (rigidezza, forza ultima, duttilità, andamento delle cadute di taglio) le curve sono ottimamente corrispondenti.

Confronto quadro fessurativo:

anche la fessurazione ed il collasso delle pareti in corrispondenza dello stato limite ultimo mostrano un'ottima corrispondenza. In direzione Y sono coincidenti; in direzione X vi è un maschio centrale al collasso piuttosto che in fessurazione, ma in ogni caso il valore del taglio massimo conseguito (praticamente coincidente) mostra la completa analogia di comportamento.

Il test di validazione può considerarsi superato; da questo esempio risulta evidente che l'analisi pushover costituisce un'estensione del metodo Por, in quanto imponendo nella pushover ai vincoli e alle geometrie le ipotesi utilizzate dal Por, si giunge ai medesimi risultati, pur adottando metodologie numeriche del tutto diverse e tra loro indipendenti.

4.3. TEST SPERIMENTALE SU PROTOTIPO TRIDIMENSIONALE

Riferimenti bibliografici

- [4.3.1] Tianyi Yi, Franklin L.Moon, Roberto T. Leon, Lawrence F.Kahn: "Lateral load tests on two-story unreinforced masonry buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, Maggio 2006, vol.132, n.5, pp. 643-652.
- [4.3.2] Tianyi Yi: "Experimental investigation and numerical simulation of an unreinforced masonry structure with flexible diaphragms", Georgia Institute of Technology, Ph.D. Thesis, 2004.
- [4.3.3] Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (A cura di) "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000.

Files dati di riferimento, installati dal software:

in PCM: Pcm\Esempi_Validazione\ASCE_benchmark.dxf, ASCE_benchmark.vdml



Figure 1.1. Charleston fire station

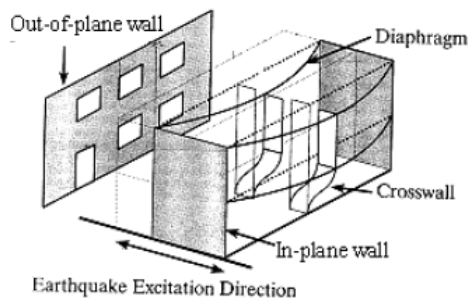


Figure 2.1. Typical URM building under earthquake excitation (Modified from Figure 2 of Bruneau 1994a)

Esempio di edificio in muratura ordinaria (stazione vigili del fuoco di Charleston)

Comportamento della costruzione in muratura ordinaria sotto sollecitazione sismica

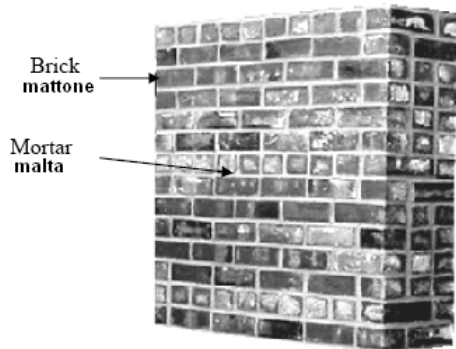


Figure 2.2. Typical masonry pier

Table 2.1. Mortar compositions by volumes

Type	Ratio (cement: lime: sand)	Compressive strength (psi)
M	1:0:3	2500
S	0.5-1 :0.25-0.5: 4.5	1800
N	1: 0.5-1.25: 6	750
O	1: 2: 9	350
K*	0.5: 2: 7.5	75

* No longer used for construction after 1960's

Conversioni fra sistemi di Unità di Misura:

1 in (inches) = 2.54 cm
 1 ft (feet) = 30.48 cm
 1 lb (pounds) = 0.4536 kgf = 4.4482 N
 1 psi = 1 (lb/in²) = 0.0703 kgf/cm² = 0.00689 N/mm² (MPa)

Esempi:
 2500 psi = 175 kgf/cm² = 17.2 N/mm²

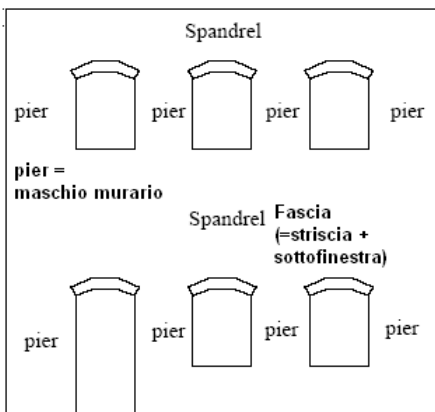


Figure 2.3. A typical perforated in-plane wall
 Una tipica parete con aperture

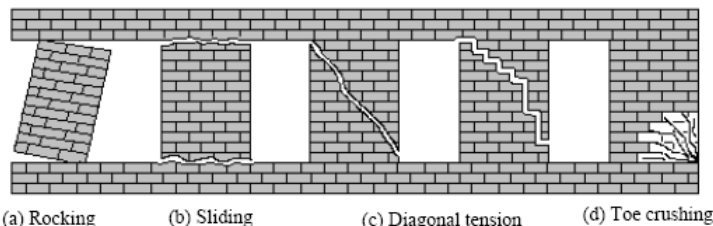


Figure 2.4. Different crack patterns for the URM piers

Tipi di crisi per i maschi murari in muratura ordinaria:
 (a) Ribaltamento - (b) Scorrimento - (c) Fessurazione diagonale - (d) Rottura alla base

Fig. 4.3.1. Problematica del comportamento sismico di edifici in muratura ordinaria (da [4.3.2])

Negli Stati Uniti, le costruzioni in muratura ordinaria sono state largamente utilizzate in passato e lo studio della loro risposta sismica è oggetto di particolare interesse. L'argomento è inquadrato e ampiamente discusso in [4.3.2]; l'approccio teorico coincide sostanzialmente con i contenuti introdotti in Italia dalle nuove Normative.

I tipi di crisi dei maschi murari sono infatti quelli previsti dalle verifiche di sicurezza condotte secondo il D.M. 14.1.2008 e relativa Circolare (cfr. anche [4.3.3], par.2.1.1: Resistenza dei maschi murari).

I fenomeni del ribaltamento (rocking) e di resistenza a pressoflessione (crisi per superamento della resistenza a compressione alla base della parete) sono rappresentati dalla verifica a pressoflessione nel piano (§7.8.2.2.1); il taglio per scorrimento è trattato nella corrispondente verifica (§7.8.2.2.2) ed il taglio per fessurazione diagonale è riportato nei contenuti relativi agli edifici esistenti (§8.7.1.5).

La modellazione della struttura prevede la suddivisione della parete in maschi murari ("pier") e fasce di piano ("spandrel"), analogamente alla metodologia di schematizzazione a telaio equivalente.

Il test sperimentale condotto nel lavoro di riferimento costituisce quindi una base di confronto per la stima dell'idoneità del software ai fini della corretta rappresentazione del comportamento strutturale sotto azioni orizzontali che chiamano in causa la non linearità e la capacità di un organismo strutturale nel suo complesso.

Il test di laboratorio viene condotto su un prototipo in muratura ordinaria (non armata) realizzato in scala 1:1, a due piani. Questo prototipo è considerato rappresentativo delle reali configurazioni strutturali degli edifici aventi questa tipologia, e lo studio viene finalizzato alla calibrazione delle prescrizioni normative americane.

Per studiare il comportamento tridimensionale di questa tipologia, il prototipo viene realizzato non simmetrico, con due lati aventi una diversa disposizione delle aperture. I paramenti murari, inoltre, sono collegati da diaframmi flessibili (in legno) in corrispondenza degli orizzontamenti intermedio e di copertura. Il test consiste nello studio del comportamento non lineare della struttura sotto l'azione di forze orizzontali.

Nelle figure seguenti sono presentate in dettaglio le caratteristiche del prototipo.

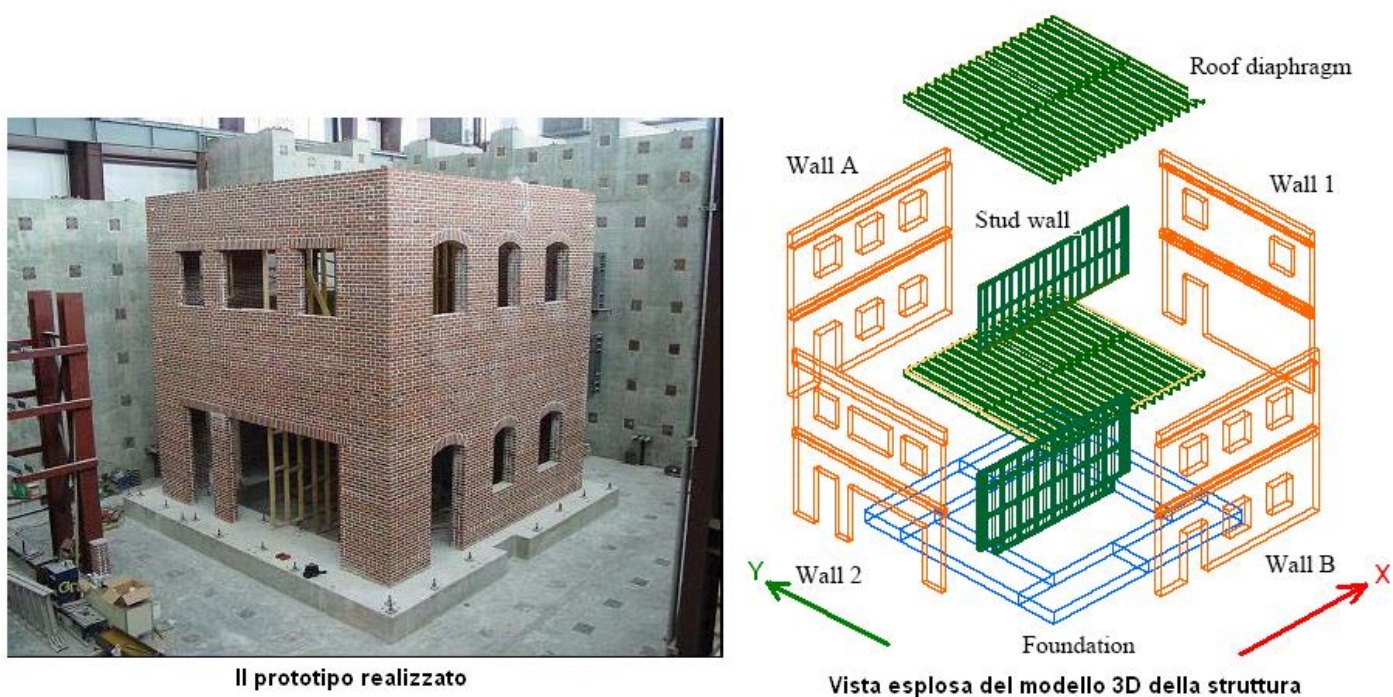


Fig. 4.3.2. Prototipo: vista 3D ed assemblaggio delle 4 pareti (1,2 secondo Y e A,B secondo X) (da [4.3.2])

La vista in pianta è riportata in fig. 4.3.3; in particolare, il sistema di riferimento utilizzato ha versi contrari agli assi usati per consuetudine nella modellazione strutturale (ed anche in PCM; cfr. fig. 4.3.4): l'asse EW (positivo a lato W) è controverso all'asse X; l'asse NS (positivo a lato S) è controverso all'asse Y. Le corrispondenze tra i riferimenti e le conversioni fra le unità di misura sono state oggetto di particolare attenzione, in modo da adattare dati e risultati del test alle caratteristiche operative del software PCM.

I muri 1 e 2 (muri = paramenti murari) sono orientati secondo Y; i muri A e B, secondo X.

I **muri A e B** sono geometricamente identici ed hanno spessore 30 cm.; le loro aperture presentano architravi ad arco. I **muri 1 e 2**, entrambi di spessore 20 cm., presentano invece aperture (con architravi rettilinee) sostanzialmente diverse.

La struttura tridimensionale non è quindi simmetrica. Dato che l'impalcato ligneo ha comportamento non rigido ma flessibile, la dissimmetria non genererà effetti torsionali significativi: pertanto una prova che preveda la spinta direttamente sui paramenti tra loro paralleli sarà rappresentativa del reale comportamento della struttura sotto azioni orizzontali ad esempio di origine sismica.

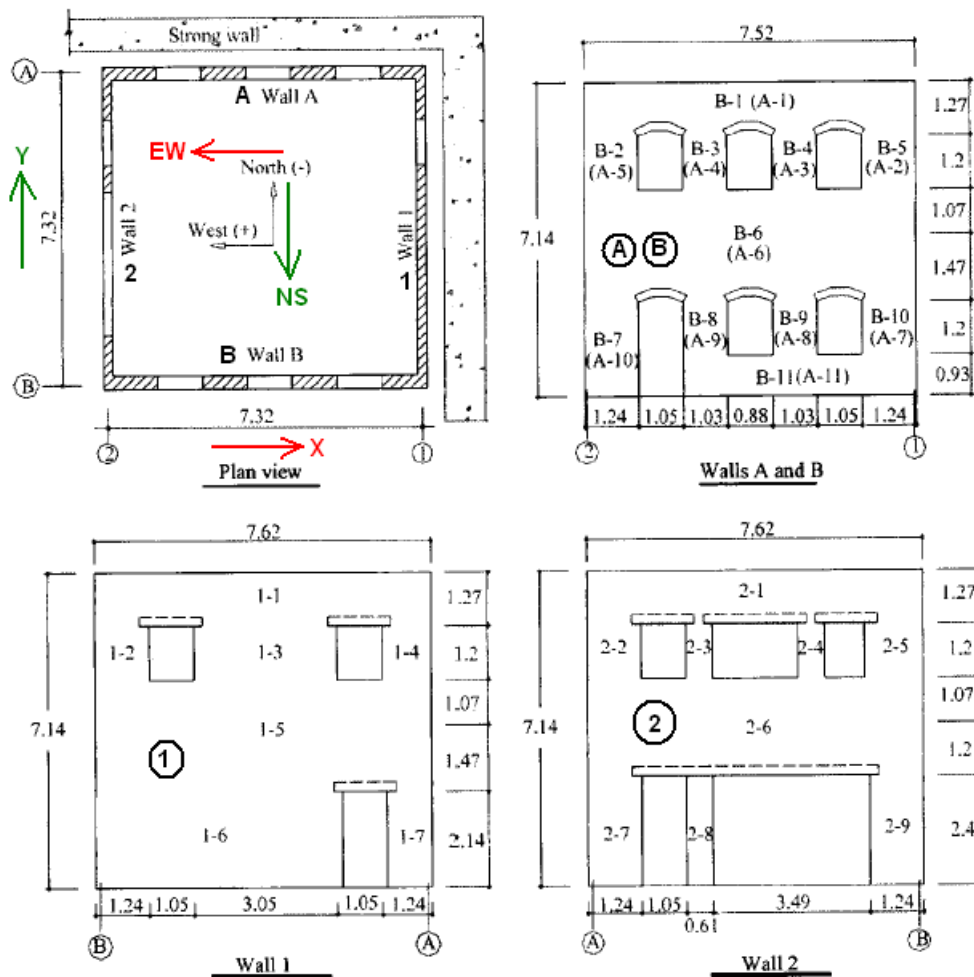


Fig. 2. Plan view and elevation of test structure (dimensions in meter)

Fig. 4.3.3. Prototipo: pianta del piano terra e prospetti (da [4.3.1])

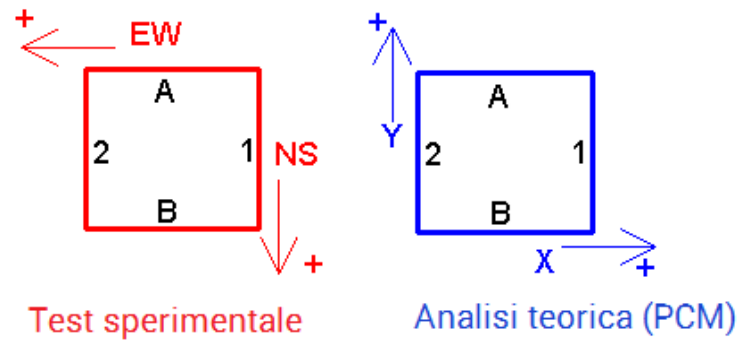


Fig. 4.3.4. Sistemi di riferimento utilizzati nel test e in PCM

Ulteriori indicazioni sulle caratteristiche della struttura sono riportate nelle figure seguenti.

Fig. 4.3.5: dimensioni e tipologia delle aperture.

Fig. 4.3.6: tipi di mattoni utilizzati: pieni, al piano terreno, e forati al piano superiore.

Fig. 4.3.7: proprietà meccaniche della muratura, rilevate sperimentalmente.

Fig. 4.3.8: caratteristiche costruttive degli orizzontamenti in legno. L'orditura del solaio è dal muro A al muro B, e quindi ortogonale all'asse X. Dettagli costruttivi sul solaio sono riportati in [4.3.2].

Le proprietà meccaniche della muratura distinguono quindi due materiali, corrispondenti al piano terreno e al piano primo. **Al piano terreno:** i mattoni pieni hanno resistenza a compressione (f_{bk}) 41.6 N/mm^2 , mentre la malta ha resistenza media a compressione: $f_m = 0.283 \text{ N/mm}^2$; per la malta è un valore decisamente scarso, ma rappresentativo delle tipologie utilizzate nella prima metà del 1900. La resistenza a compressione della muratura risulta: $f_k = 10 \text{ N/mm}^2$.

Al piano superiore, i mattoni forati sono caratterizzati da: $f_{bk} = 36.5 \text{ N/mm}^2$; la malta è identica al piano terreno; la resistenza della muratura vale: $f_k = 4.1 \text{ N/mm}^2$.

Il modulo di elasticità longitudinale è: $E = 8.0 \text{ GPa} = 8\,000 \text{ MPa} (\text{N/mm}^2)$. Il modulo di elasticità tangenziale G può essere assunto pari a $0.4 E = 3\,200 \text{ MPa}$.

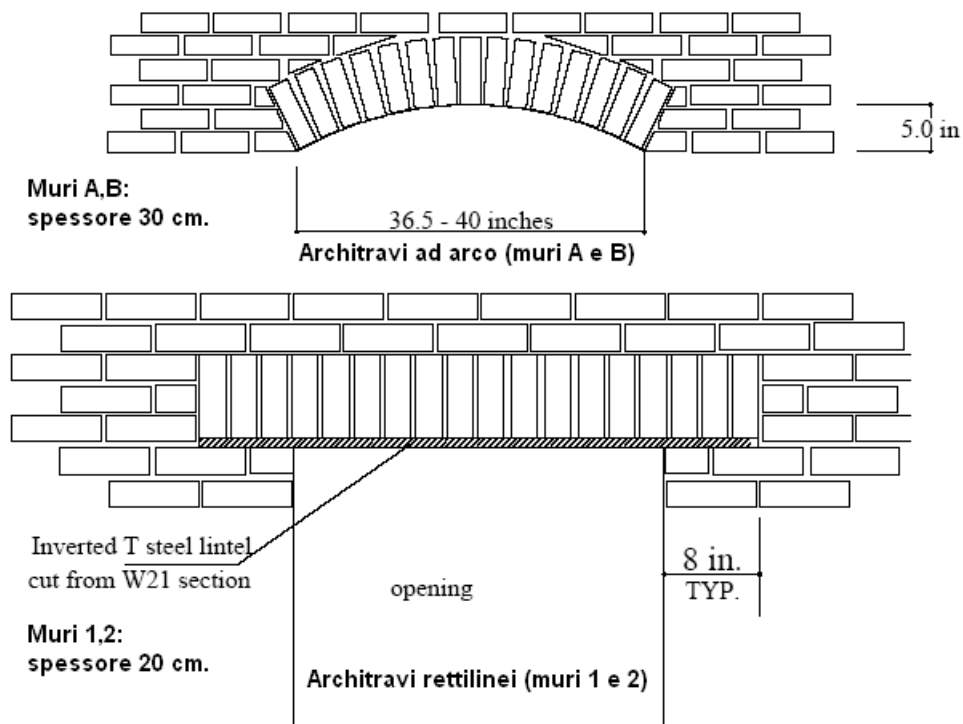


Fig. 4.3.5. Caratteristiche delle architravi (da [4.3.2])

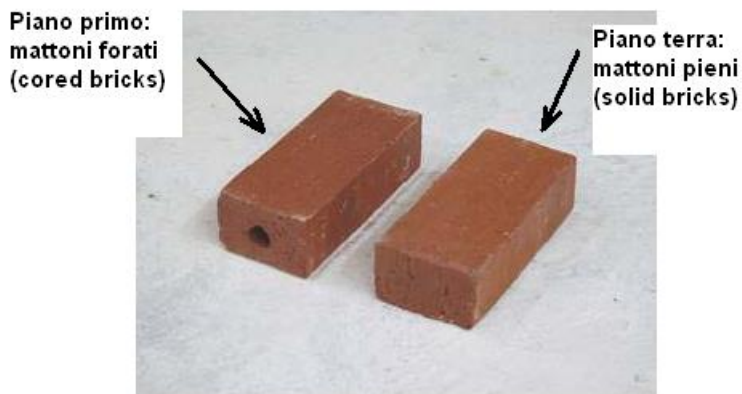


Figure 6.2. Two different types of bricks

Fig. 4.3.6. Tipologie di mattoni utilizzate (da [4.3.2])

Table 1. Masonry Material Properties

Strength parameters	
Masonry compressive strength (solid brick)	10.0 MPa
Masonry compressive strength (hollow brick)	4.1 MPa
Initial bed joint shear bondage strength	0.414 MPa
Equivalent internal shear coefficient	1.1
Shear sliding coefficient for cracked bed joint	1.0
Elastic modulus	8.0 GPa

Proprietà della muratura

f_k = resistenza caratteristica a compressione (muratura con elementi pieni)
 f_k = resistenza caratteristica a compressione (muratura con elementi forati)
 τ_o = resistenza a taglio in assenza di compressione
 μ = coefficiente di attrito (taglio per scorrimento): $\tau = \tau_o + \mu \sigma_o$
 E = modulo di elasticità longitudinale. Si pone: $G = 0.4 E$

Fig. 4.3.7. Proprietà dei materiali rilevate sperimentalmente (da [4.3.1])



Figure 6.17. Assembly of the floor systems

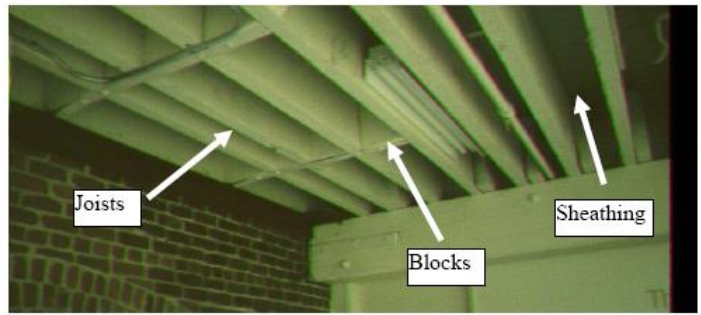


Figure 7.1. Typical diaphragm components



Figure 7.2. The tested roof diaphragm

Fig. 4.3.8. Particolari degli orizzontamenti in legno (da [4.3.2])

Caratteristiche operative del test

Il prototipo è stato sottoposto ad una prova con controllo di spostamento, utilizzando attuatori posti in corrispondenza dei paramenti murari. Il test è composto da due fasi principali, precedute da una fase iniziale dove sono state applicate forze di bassa entità a livello della copertura, al fine di valutare la rigidità elastica delle pareti e la flessibilità dell'orizzontamento ligneo; tale fase iniziale è considerata influente ai fini della storia di carico e del danneggiamento corrispondenti alle fasi successive.

Le **fasi principali** sono le seguenti:

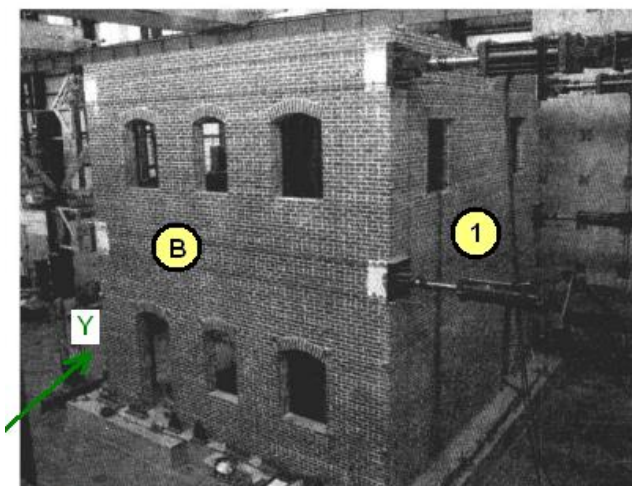
I) gli attuatori agiscono in corrispondenza delle **pareti 1 e 2** (prova orientata secondo Y), e sono paralleli ai muri stessi ed in asse con loro;

II) una prova del tutto analoga viene svolta sulle **pareti A e B** (prova orientata secondo X), dopo che il prototipo, danneggiato dallo svolgimento della fase precedente (caratterizzato dal quadro fessurativo riportato in fig. 4.3.10), è stato riparato.

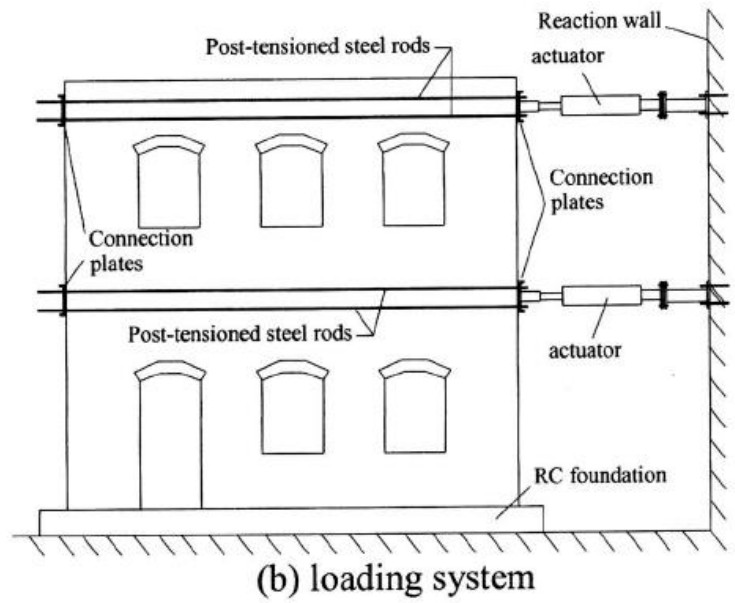
Il test viene condotto utilizzando due attuatori da 1000 kN in corrispondenza della copertura (a livello del tetto della costruzione), e due da 450 kN in corrispondenza del piano intermedio (fig. 4.3.9).

In ognuna delle due fasi, spostamenti ciclici laterali sono stati imposti simultaneamente ai due paramenti paralleli, fino al raggiungimento di uno spostamento massimo in copertura pari a 6.4 mm per il test dei muri 1-2, e 12.7 mm. per il test dei muri A-B.

I risultati del test sono riportati nelle figure da 4.3.10 a 4.3.15.



(a) Photograph



(b) loading system

Fig. 1. Unreinforced masonry test structure

Fig. 4.3.9. Sistema di attuatori (martinetti) localizzati a livello degli orizzontamenti (da [4.3.1])

Per ognuno dei due test, sono riportati i diagrammi forza-spostamento ciclici dei due paramenti murari sottoposti all'azione orizzontale; nelle figure è stato ricostruito l'involuppo. I diagrammi dei due paramenti interessati dal singolo test sono tratti da [4.3.1].

Test parallelo alle pareti 1-2 (direzione Y):

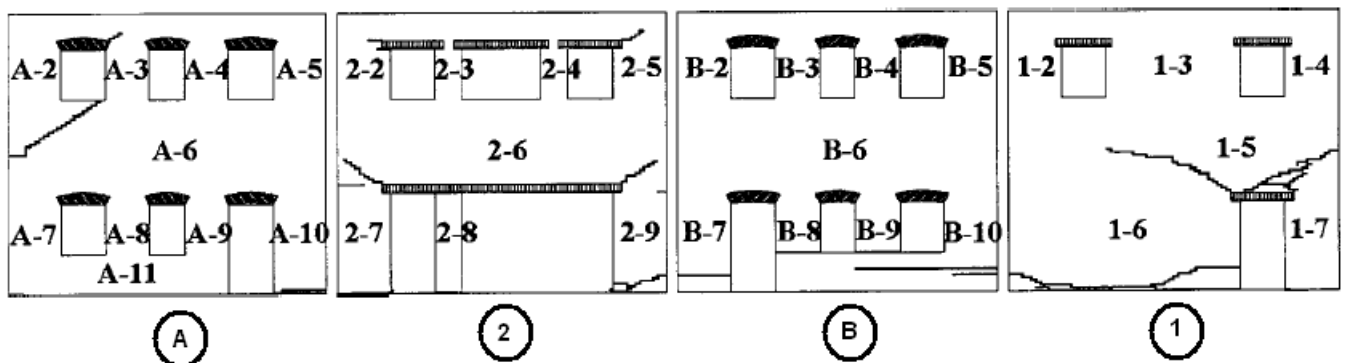


Fig. 5. Final crack pattern for test structure after in-plane wall tests parallel to Walls 1 and 2

Fig. 4.3.10. Lesioni dopo il test secondo Y (muri 1-2) (da [4.3.1])

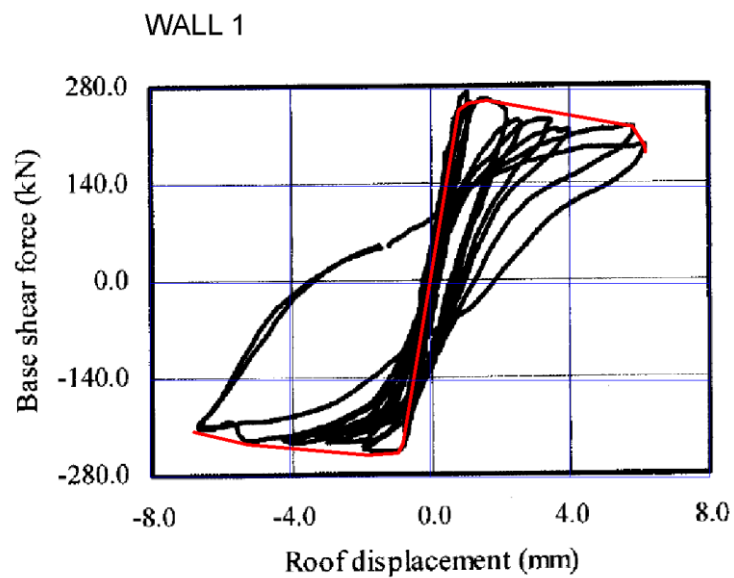


Fig. 4.3.11. Diagramma forza-spostamento del muro 1 (rielaborazione da [4.3.1])

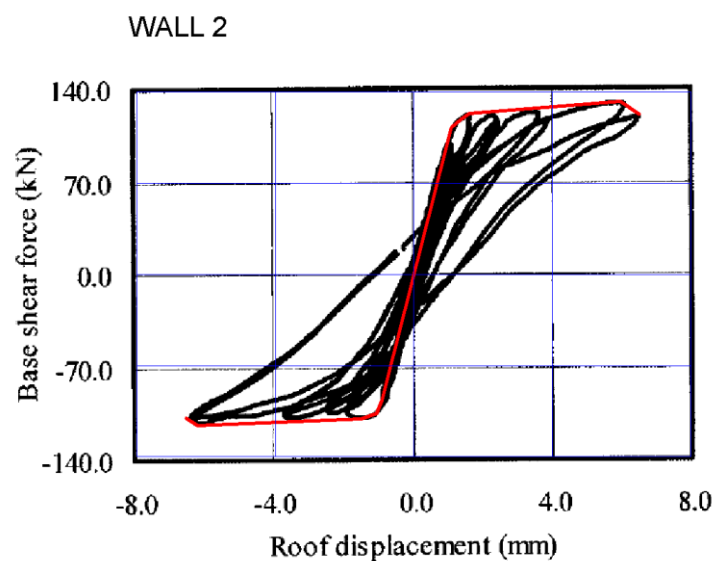


Fig. 4.3.12. Diagramma forza-spostamento del muro 2 (rielaborazione da [4.3.1])

Test parallelo alle pareti A-B (direzione X):

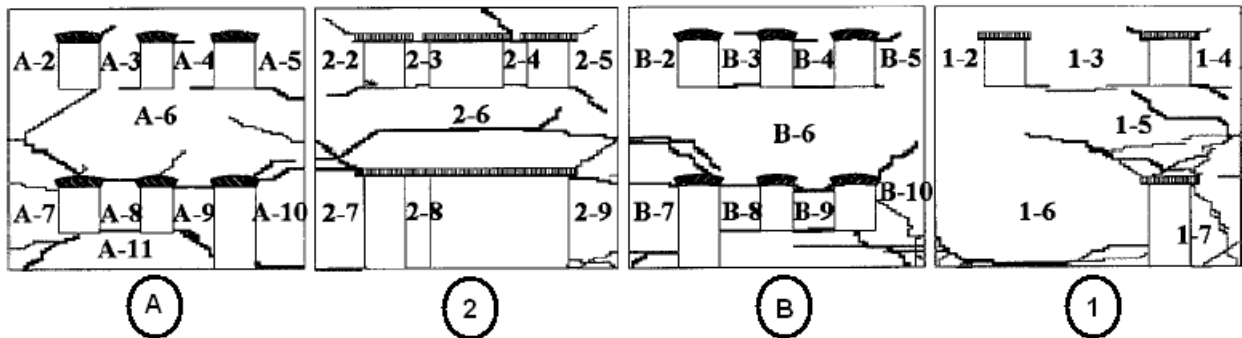


Fig. 8. Pre-existing and final crack pattern for test structure for in-plane wall tests parallel to Walls A and B (gray line: pre-existing cracks; black line, cracks formed during tests)

Fig. 4.3.13. Lesioni dopo il test secondo X (muri A-B) (da [4.3.1])

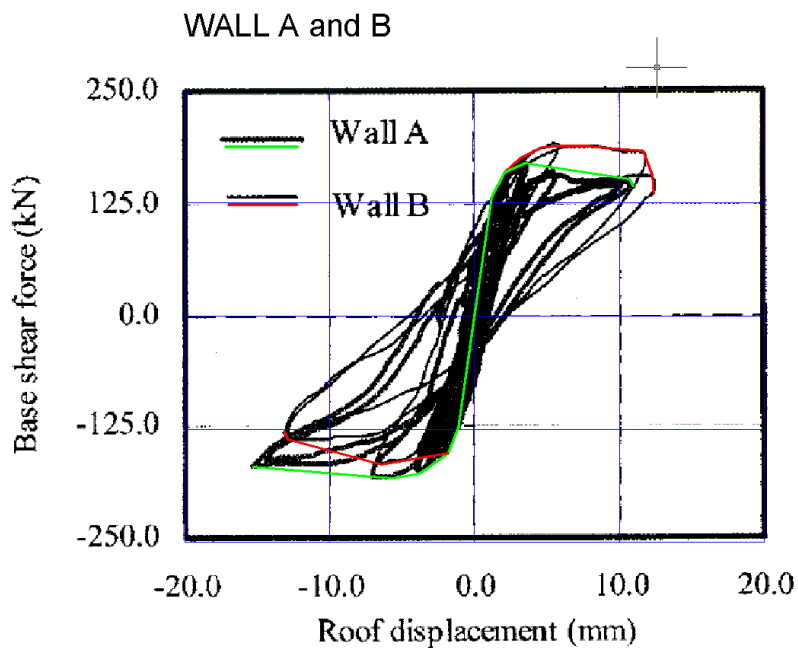


Fig. 4.3.14. Diagramma forza-spostamento dei muri A e B (rielaborazione da [4.3.1])

Come illustrato nel seguito, i diagrammi dei muri A e B sono stati composti per il confronto con i risultati dell'analisi pushover di PCM condotta in direzione X; i diagrammi dei muri 1 e 2, analogamente, sono stati composti per il confronto con l'analisi di PCM secondo Y.

Table 2. Failure Modes and Maximum Strengths of Test Structure (Calculated versus Experimental Observation)

Wall	Maximum strengths (kN)			Failure modes	
	Test results: V_E^a	Analytical method: V_A	% difference $\frac{V_A - V_E}{V_E}$ (%)	Experimental observations	Analytical method
1	266	254	-5	Positive direction: Wall 1 global rocked and slid, Pier 1-7 left behind; negative direction: Pier 1-6 slid and rocked, Pier 1-7 rocked	Pier 1-6 slid, Pier 1- 7 rocked
2	120	64	-46	All three first story piers rocked	All three first story piers rocked
A	182	147	-19	First story piers rocked; pier at tension side left behind	All first story piers rocked
B	191	147	-23	First story piers rocked; slightly sliding; pier at tension side left behind	All first story piers rocked

^aMaximum strengths are the larger strengths in the positive and negative directions.

Fig. 4.3.15. Risultati del test e confronto con il metodo analitico utilizzato dagli Autori (da [4.3.1])

Modellazione e analisi con PCM

La **geometria** del modello è stata realizzata perfettamente corrispondente alle caratteristiche dimensionali del prototipo. In fig. 4.3.16, le piante: il piano 1 contiene il solaio intermedio (a quota +3.60 m), il piano 2 contiene il solaio di copertura (a quota 3.60+3.54 = 7.14 m).

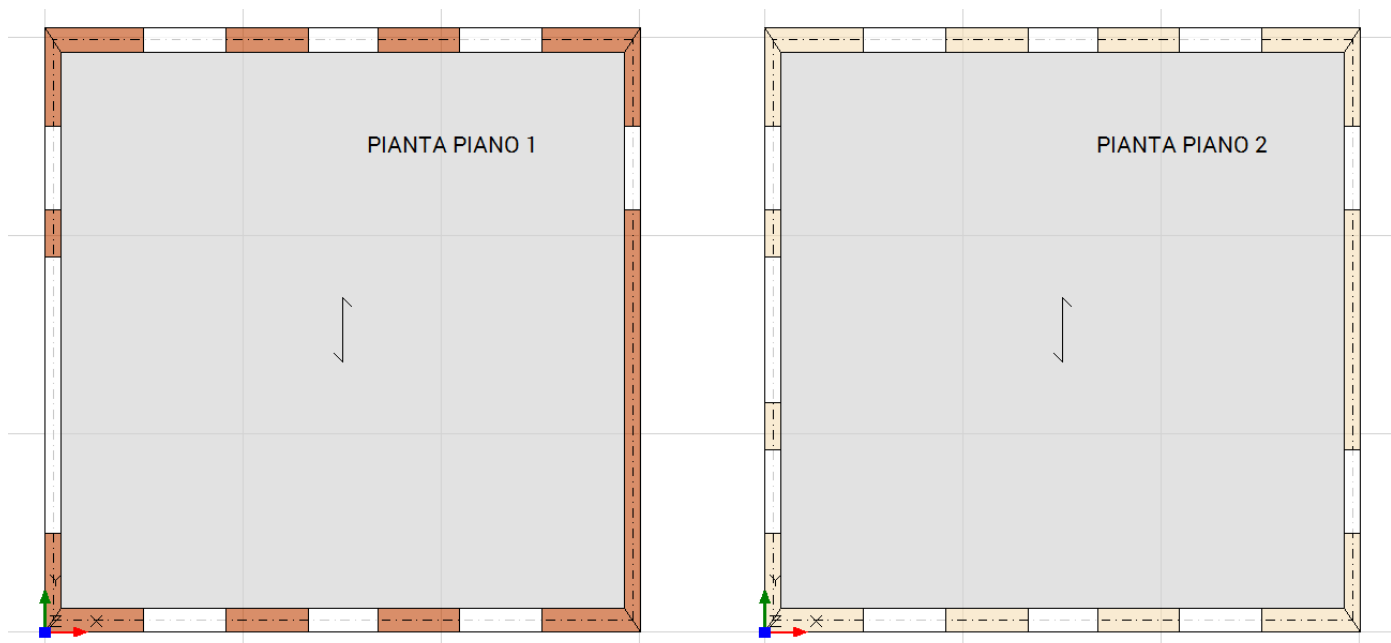


Fig. 4.3.16. Piante

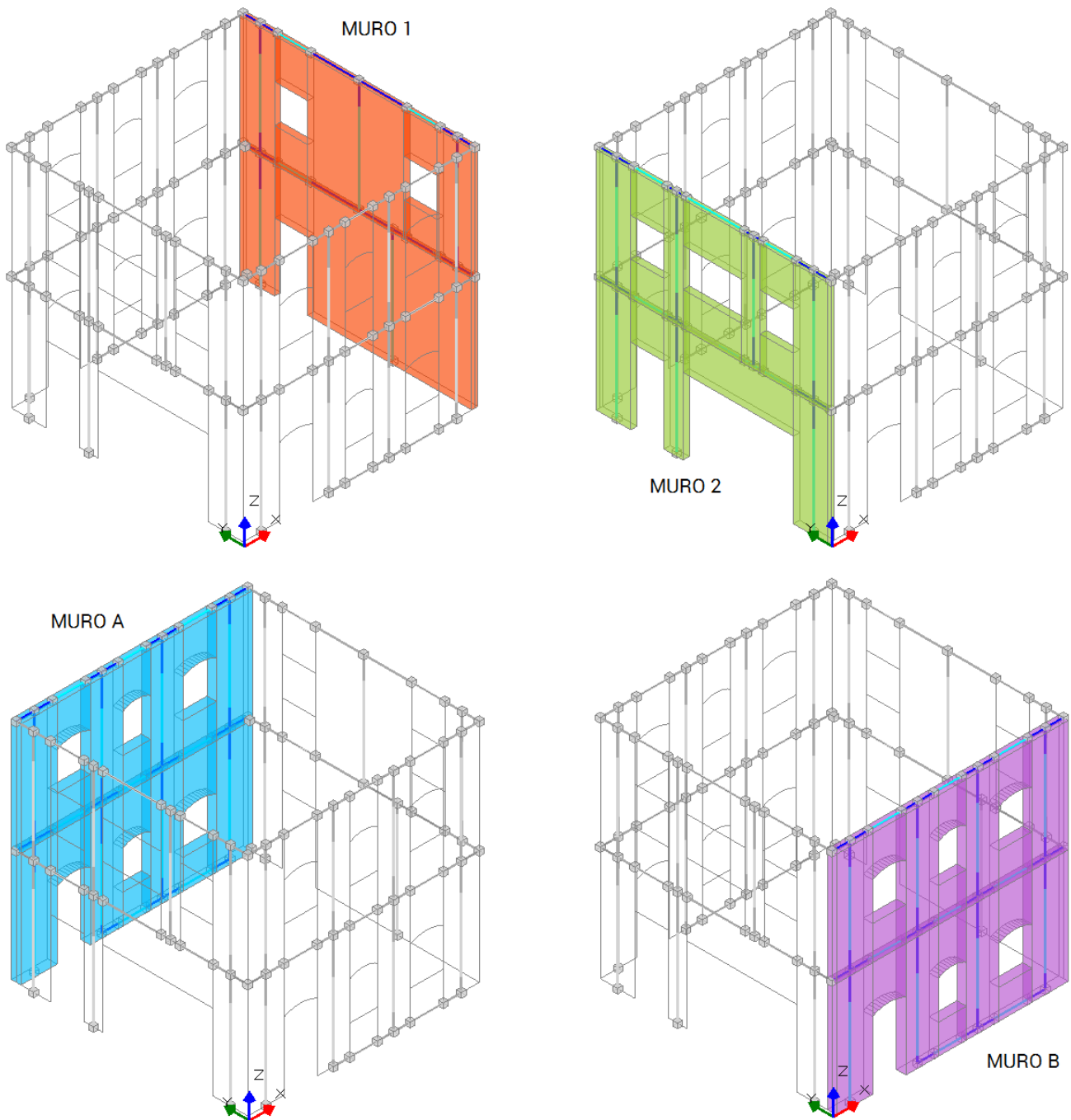


Fig. 4.3.17. Modellazione 3D dell'edificio: i 4 paramenti murari 1,2,A,B

La fig. 4.3.17 illustra la posizione dei muri di riferimento: 1,2 (in direzione Y) e A,B (in direzione X). Le figg. 4.3.18 e 4.3.19 mostrano il modello 3D con vari tipi di visualizzazioni; in fig. 4.3.20 viene rappresentato lo schema a telaio equivalente, con aste e nodi.

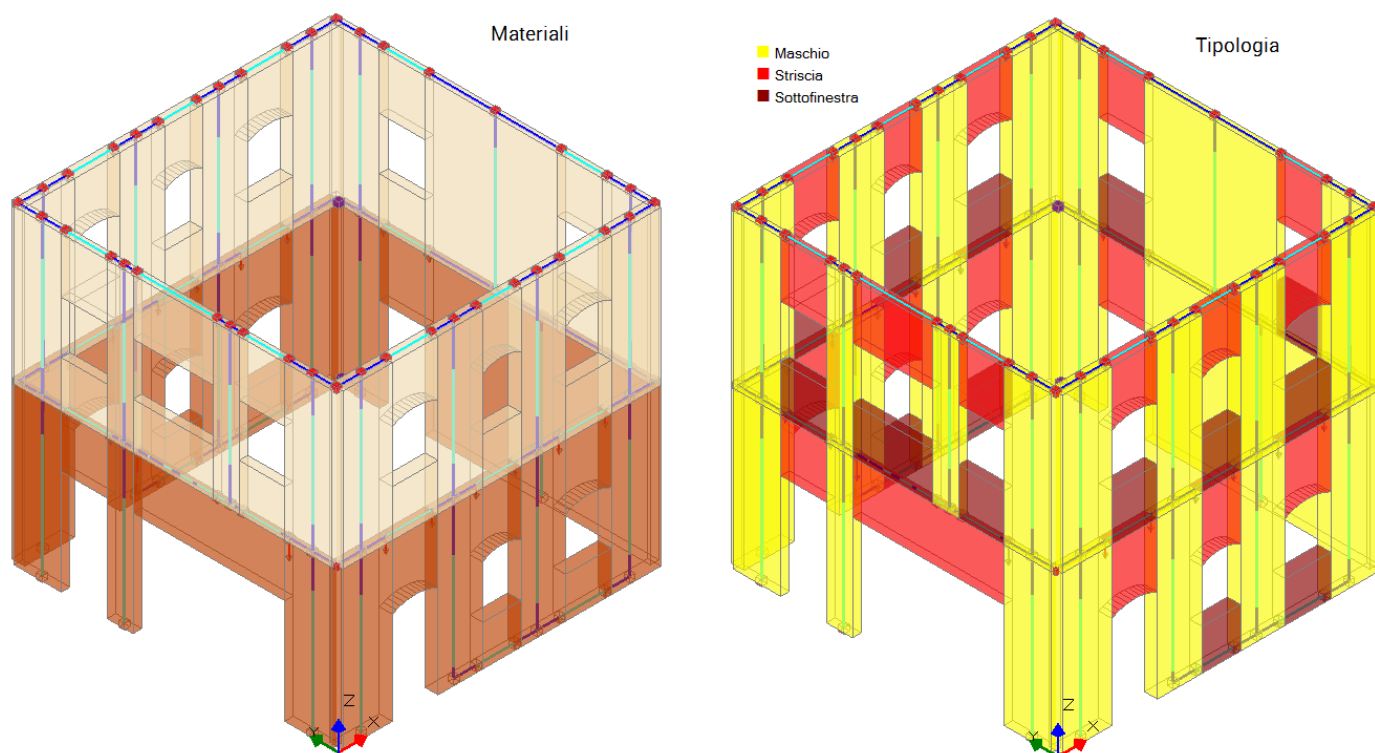


Fig. 4.3.18. Modellazione 3D dell'edificio: colorazione per materiali e tipologia strutturale

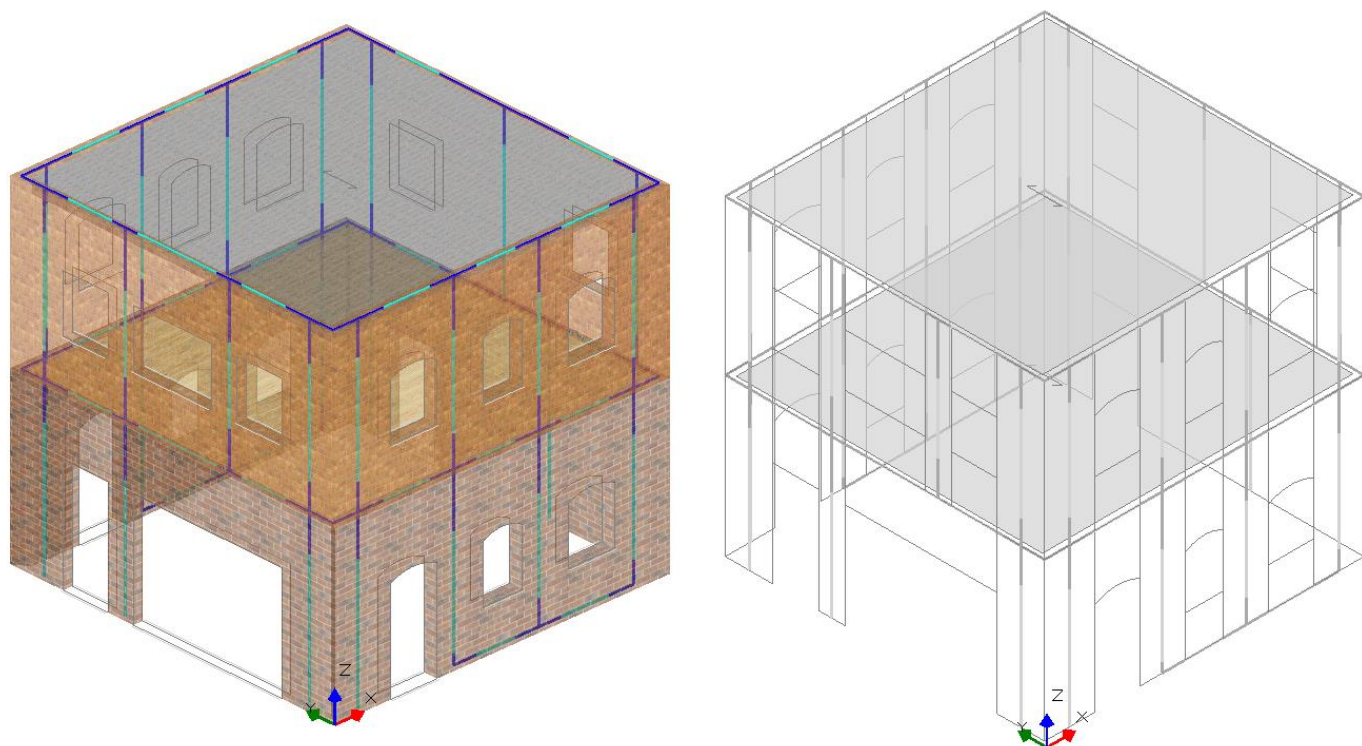


Fig. 4.3.19. Modellazione 3D dell'edificio: rendering e disposizione solai

I nodi della struttura sono incastrati alla base, mentre in elevazione sono considerati liberi, con traslazioni e rotazioni consentite in tutte le direzioni. Tutte le aste sono internamente incastrate, in modo da simulare l'effettiva solidarizzazione tridimensionale della struttura.

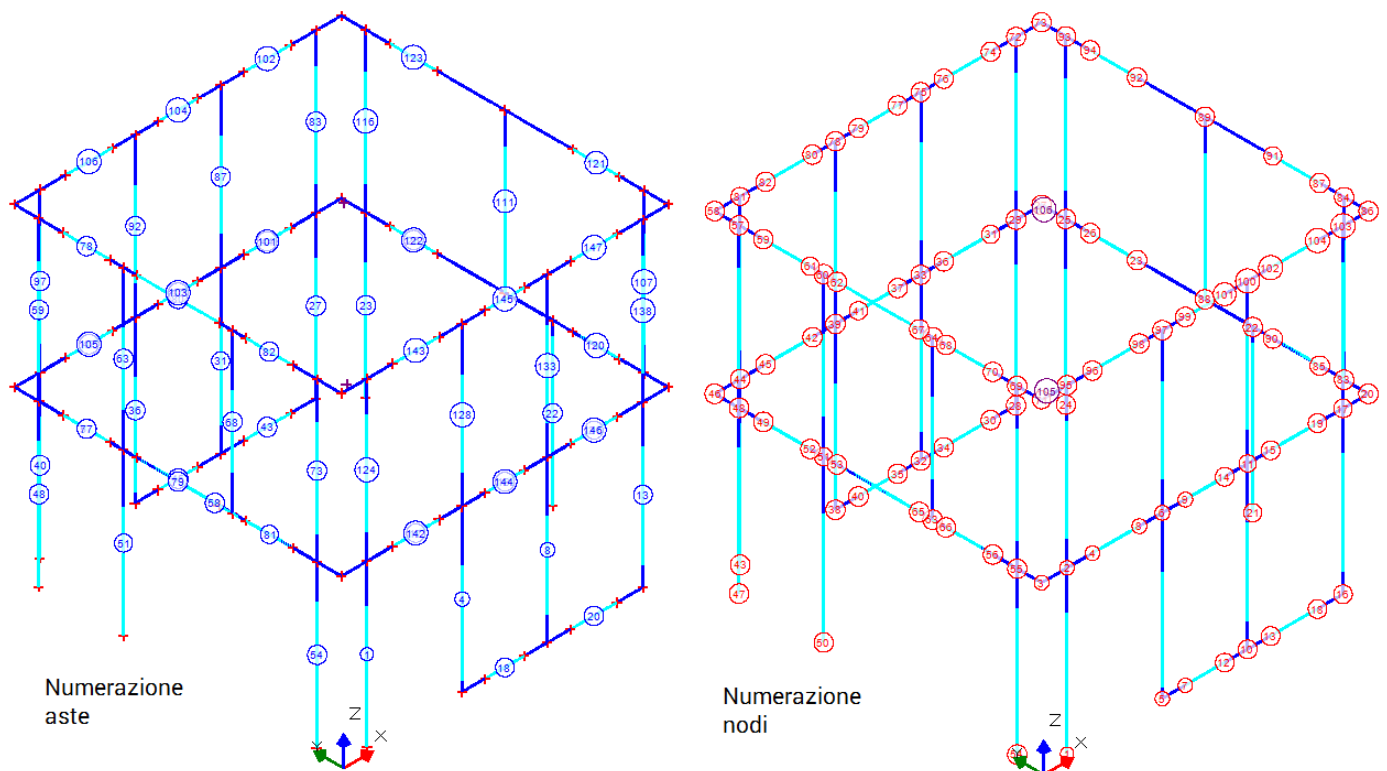


Fig. 4.3.20. Telaio equivalente: aste e nodi

Le zone rigide traducono la connessione strutturale fra fasce e maschi, tipica del modello a telaio equivalente, e sono state impostate in base al criterio di diffusione a 30° , che evita l'eccessivo irrigidimento altrimenti corrispondente alla zona di intersezione geometrica tra maschi e fasce (alcune prove sul modello di PCM hanno mostrato che assumendo come zone rigide le intersezioni di nodo si ottengono rigidità decisamente superiori e maggiormente scostate rispetto al valore sperimentale).

Le aste infinitamente rigide sono links che ai piani collegano le pareti negli angoli (da non confondere con le zone rigide delle aste corrispondenti agli elementi strutturali murari, che sono zone rigide di estremità direttamente gestite nella matrice di rigidità di ogni singola asta).

Per ogni maschio murario, la rigidità alla traslazione è composta dai contributi flessionale e tagliante. Nessuna riduzione è applicata alla rigidità elastica iniziale (la cosiddetta rigidità fessurata non è cioè utilizzata nel modello); ciò è finalizzato sia all'esecuzione dell'analisi statica non lineare, che di per sé evidenzia nei passi progressivi la diminuzione di rigidità dovuta all'ingresso in campo plastico degli elementi resistenti, sia al fatto che anche nell'analisi secondo X (parallela ai muri A e B), condotta nel test dopo il danneggiamento dovuto all'analisi secondo Y (parallela ai muri 1 e 2), è lecito considerare una rigidità iniziale di tipo elastico in quanto le fessurazioni dovute alla prima fase del test sono oggetto di riparazione prima dell'esecuzione della seconda fase del test.

Le condizioni operative del test sperimentale consistono in spostamenti imposti, secondo una legge corrispondente al primo modo di vibrare (come dichiarato in [4.3.1]), direttamente sui due paramenti murari paralleli ad ognuna delle due fasi del test (prima la direzione Y, con sollecitazione sui muri 1 e 2; successivamente, la direzione X, con sollecitazione sui muri A e B dopo aver riparato la struttura dai danneggiamenti subiti nella prova secondo Y).

Nello schema ad impalcati flessibili, le masse (corrispondenti ai pesi propri e al peso del solaio) vibrano localmente; l'analisi modale, condotta preliminarmente alla pushover, mostra i modi di vibrare e le corrispondenti masse movimentate. I modi principali nelle due direzioni X e Y sono illustrati in fig. 4.3.21.

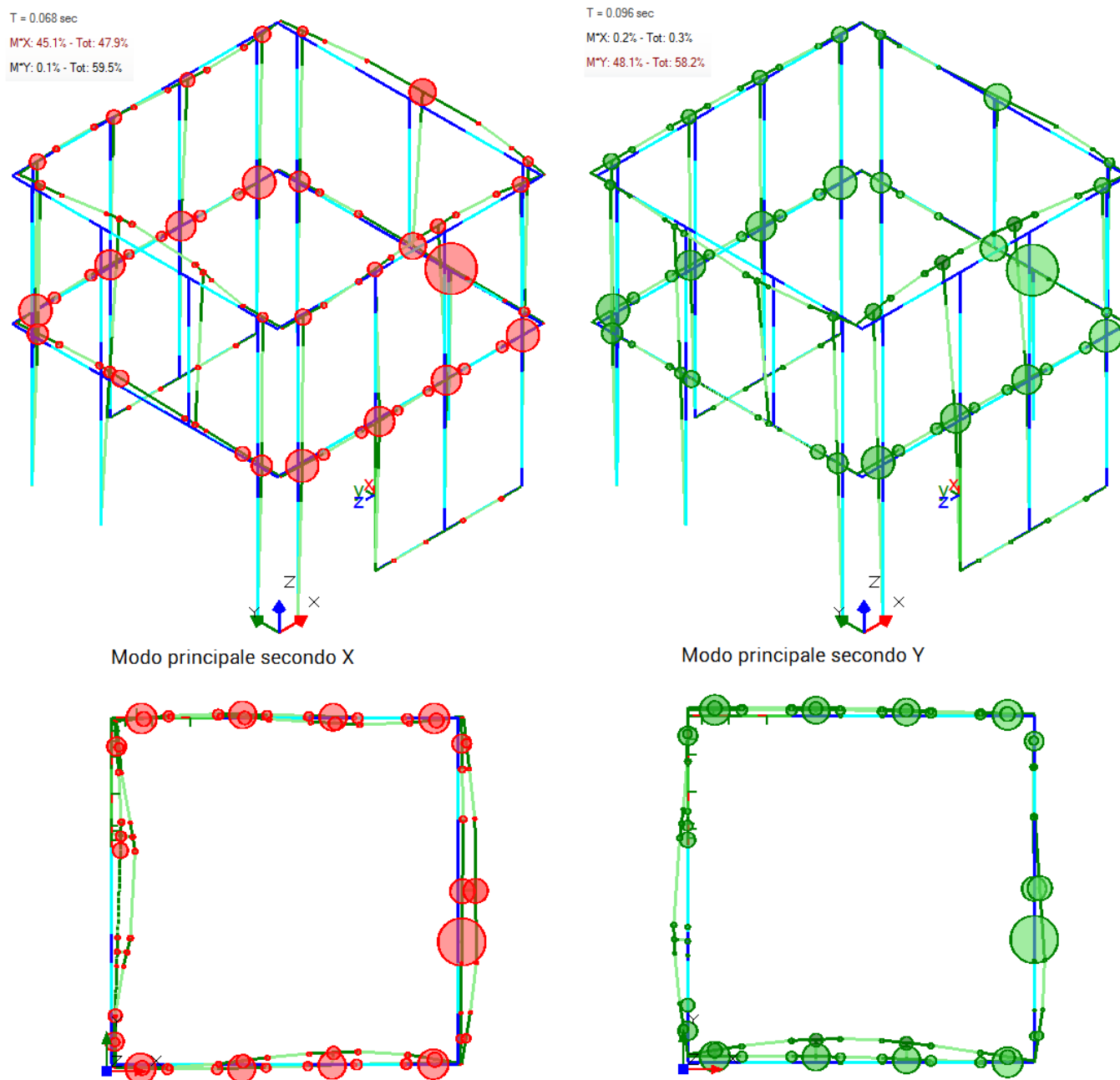


Fig. 4.3.21. Analisi modale: modi principali secondo le direzioni X e Y

I due modi principali movimentano una massa intorno al 45% in entrambe le direzioni; l'analisi modale, caratterizzata da numerosi modi di vibrare, evidenzia altri modi con percentuali di massa non trascurabili, tuttavia caratterizzati da spostamenti prevalentemente locali. I modi principali vengono assunti quindi come guida per la generazione delle forze orizzontali in pushover, aderendo peraltro in tal modo a quanto dichiarato nella Ricerca ([4.3.1]).

Sul modello 3D di PCM viene quindi condotta un'analisi pushover facendo riferimento alla distribuzione di forze corrispondente al primo modo di vibrare (indicata con (F) in PCM), applicando la modalità adattiva,

cioè ricalcolando il modo principale ad ogni variazione di rigidità e ripartendo il taglio incrementale tra le masse con coefficienti aggiornati.

Il punto di controllo viene posto in sommità dell'edificio ed è considerato coincidente con il baricentro delle masse, intendendo che la posizione indeformata coinciderà con il centro di massa iniziale, mentre la posizione deformata sarà definita dal baricentro delle masse nodali spostate (nel caso di impalcati flessibili non esiste un nodo master di cui considerare direttamente lo spostamento).

Le curve prodotte da PCM saranno prese in considerazione fino al raggiungimento dello spostamento massimo imposto nel test: la parte di curva che eccede tale valore non è oggetto di attenzione, in quanto descrive il successivo raggiungimento della labilità con crollo dell'edificio, limite a cui la prova del test non è giunta in quanto si è arrestata a prefissati valori massimi di spostamento, registrando un quadro fessurativo corrispondente.

Confrontando tale **quadro fessurativo** con le lesioni evidenziate dal modello a telaio equivalente di PCM sarà quindi possibile verificarne l'eventuale corrispondenza. Le curve ottenute consentiranno inoltre il confronto tra modello analitico di PCM (che, si noti bene, NON adotta macroelementi particolari, ma semplicemente traduce nel modello a telaio equivalente le relazioni di verifica proposte dalla Normativa Italiana) e risultati sperimentali; per i **tagli massimi** saranno quindi possibili valutazioni analoghe a quanto riportato in fig. 4.3.15 (dove i risultati analitici si riferiscono ad un modello teorico utilizzato dagli Autori del test).

Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza condotte con PCM, le principali impostazioni adottate sono le seguenti:

- pressoflessione complanare nei maschi murari: al piano superiore, verifiche alla base (alcune prove hanno confermato che tali verifiche eseguite alla sommità dell'edificio risultano troppo penalizzanti a causa anche delle masse nodali agenti a livello dell'impalcato di copertura, mentre nella realtà i momenti sismici dovuti ai pesi propri si sviluppano in modo crescente a partire dalla sezione di sommità con conseguenti verifiche di sicurezza meno severe); al piano inferiore, verifiche sia in sommità sia alla base dei maschi;
- taglio nei maschi murari: verifiche sia per scorrimento, sia per fessurazione diagonale; il meccanismo di scorrimento non viene considerato nei maschi d'angolo, dove l'efficacia connessione ai muri ortogonali ostacola di fatto tale comportamento;
- fasce di piano: si eseguono verifiche a taglio; la pressoflessione complanare viene trascurata, in considerazione dell'accuratezza con cui nel prototipo vengono realizzate le architravi (con elementi orizzontali in acciaio nei muri A e B, e con archi a sesto ribassato nei muri 1 e 2). Le fasce vengono inoltre modellate con comportamento ad arco, concentrando il carico verticale dovuto a peso proprio e solaio negli estremi, ed evitando in tal modo flessioni inappropriate lungo l'asse dell'asta rappresentativa;
- le verifiche a pressoflessione ortogonale, non menzionate nel lavoro di riferimento, non vengono eseguite; peraltro, lo scopo dell'analisi con PCM è lo studio non fino al collasso, ma fino ai valori di spostamento applicati nel test; inoltre, le considerazioni sull'effetto flangia dovuto alle connessioni ortogonali in corrispondenza degli angoli possono comunque essere svolte, grazie ai collegamenti (link) d'angolo che nello schema 3D di PCM determinano una compartecipazione alla risposta sismica tra pareti parallele alla direzione di sollecitazione e pareti che in esse incidono ortogonalmente;
- incremento di taglio in analisi pushover: si è considerato un valore pari a 20 kN, ritenuto idoneo per focalizzare con sufficiente dettaglio il comportamento della struttura (è posto al limite inferiore dell'intervallo consigliabile rispetto al taglio globale stimato);
- tipologia dell'edificio: esistente, con livello di conoscenza LC3 tale quindi da non applicare fattori riduttivi alle resistenze durante le verifiche in analisi non lineare ($FC = 1$; γ_M , come noto, non viene applicato in analisi non lineare).

Fra i risultati dell'analisi statica non lineare (pushover), l'attenzione viene focalizzata sulla curva del sistema M-GDL (il sistema reale, multi-gradi di libertà, cioè l'edificio stesso nel suo complesso), in quanto le fasi tipiche della verifica pushover riguardanti la trasformazione in oscillatore monodimensionale ed il successivo confronto fra domanda e capacità in termini di spostamento esulano dall'ambito del test.

Nelle figure seguenti, da 4.3.22 a 4.3.25, sono riportati i risultati in termini di quadro fessurativo e di curva di capacità; vengono svolte 4 analisi: +/- X e +/- Y. Nell'analisi di PCM, le fasce di piano sono risultate poco sollecitate a taglio; ciò può essere interpretato come effetto del comportamento ad arco, interpretando correttamente quanto rilevato dal test, dove le crisi a taglio nelle fasce non si sono attivate in modo netto. Nelle figure dei risultati di PCM le fasce si rappresentano in luminosità ridotta, focalizzando l'attenzione sui maschi murari.

Per ogni analisi, dunque, si prende in considerazione la curva sviluppata fino allo spostamento massimo applicato nel test, trascurando il comportamento successivo dove si giungerà, al termine della curva, alla labilità teorica. In tale fase successiva alcuni maschi avranno perso resistenza a taglio e l'edificio si troverà già oltre il collasso dei primi elementi, ma il test non è stato spinto fino a questo punto e nel presente studio, come già accennato, interessa verificare la corrispondenza fra gli andamenti delle curve sperimentale e analitica di PCM nel campo degli spostamenti considerati nel test.

Per ogni curva è evidenziato il punto significativo in cui si esamina lo stato di fessurazione della struttura, in modo da controllare non solo la forza massima ma anche il degrado previsto dal modello, con i corrispondenti parametri rilevati dal test.

La figura 4.3.26 illustra la sovrapposizione dei diagrammi ottenuti dal modello analitico di PCM con le curve sperimentali 'composte' nelle due direzioni X e Y.

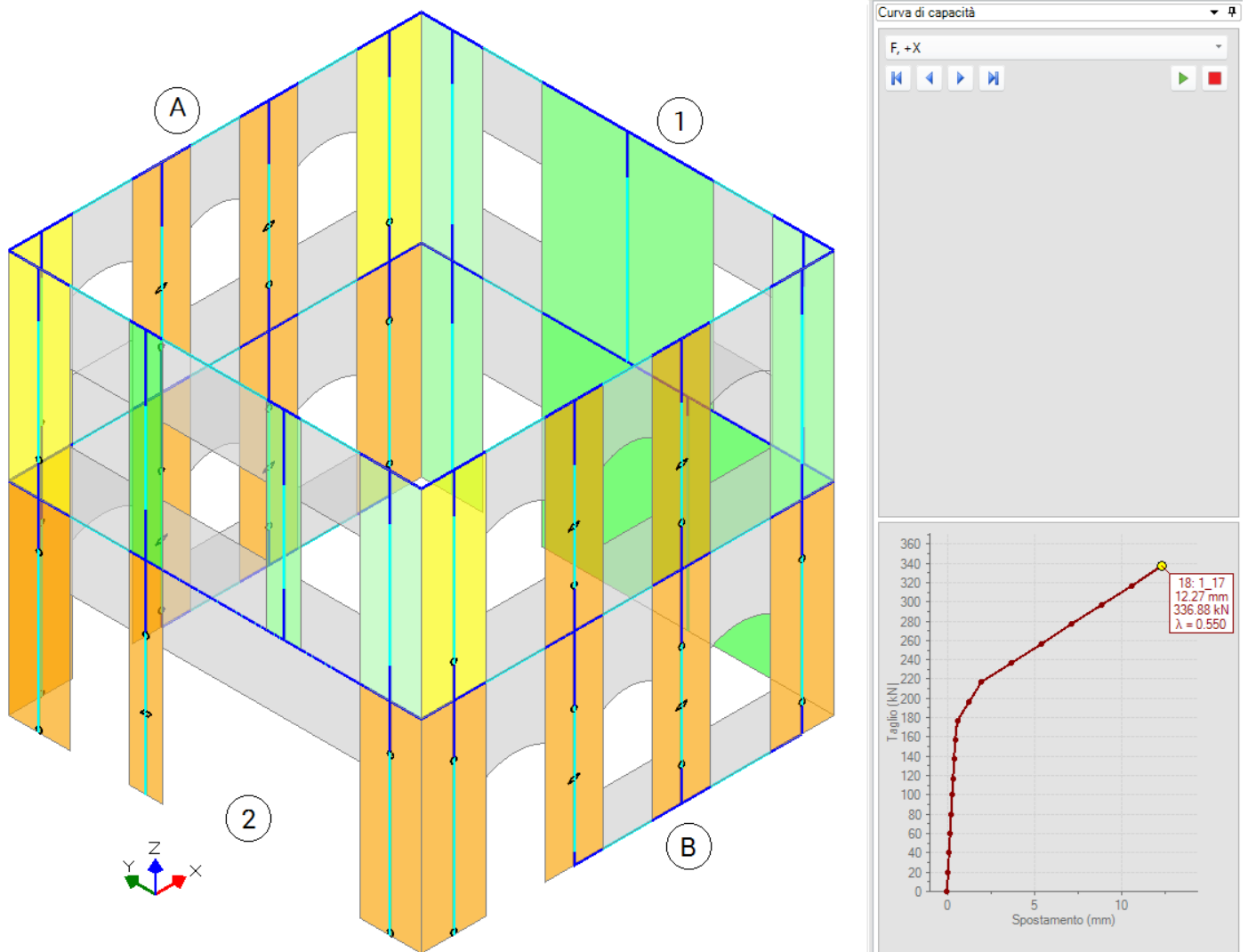


Fig. 4.3.22. Analisi pushover in direzione +X

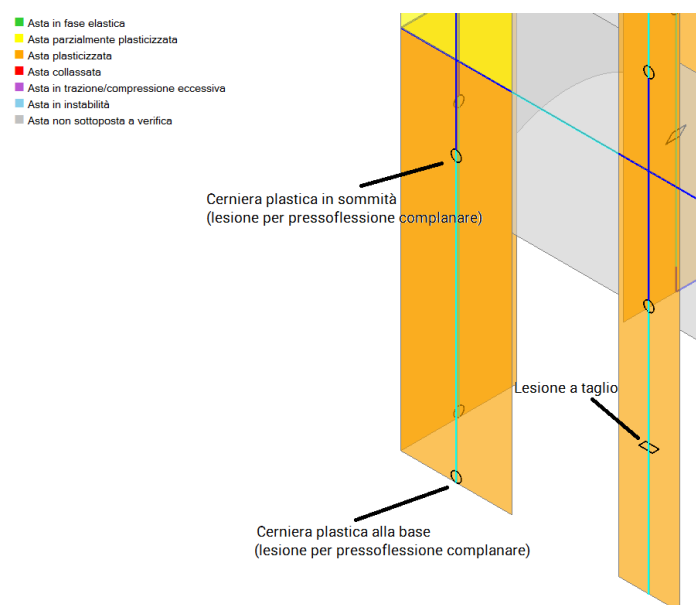


Fig. 4.3.23. Legenda per il quadro fessurativo previsto da PCM

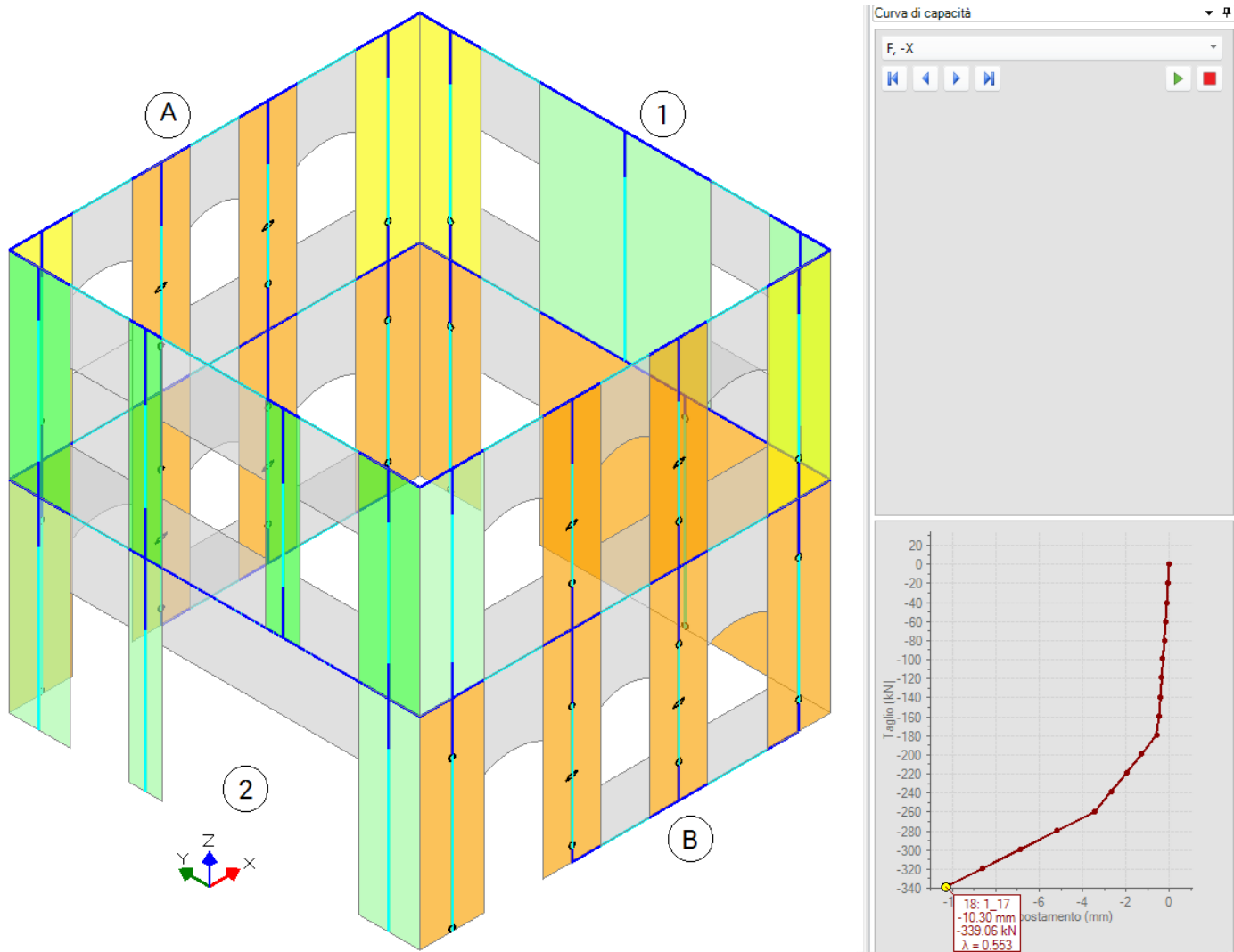


Fig. 4.3.24. Analisi pushover in direzione -X

Si esegua il confronto fra le figg. 4.3.22 e 4.3.24 (analisi di PCM) e la fig. 4.3.13 (test sperimentale).

Al piano terra, il muro B e il muro A presentano lo stesso tipo di lesioni. La cerniera a pressoflessione equivale fisicamente a un piano di rottura che si innesca in corrispondenza della posizione della cerniera stessa e a partire da una giacitura orizzontale tende poi a raccordarsi con lo spigolo dell'apertura adiacente: è noto infatti che gli spigoli sono punti preferenziali di innesco di lesione; questo risulta in accordo con il test. Molto interessante è infatti la corrispondenza fra le posizioni delle lesioni sperimentali e quelle delle cerniere plastiche, determinate dalle zone rigide 'a 30°': unendo lo spigolo dell'apertura adiacente alla cerniera plastica, si ottiene proprio l'andamento diagonale della lesione rilevato ai maschi di bordo nei risultati del test. Questo conferma ottimamente l'opportunità di adottare zone rigide con criterio di diffusione a 30° invece che definite dalle zone di intersezione tra maschi e fasce.

Al piano superiore è interessante notare che lesioni sperimentali in sommità sono presenti sostanzialmente nei maschi intermedi, e nell'analisi di PCM possono essere attribuite alla lesione a taglio, mentre secondo PCM i maschi di bordo non hanno lesioni in sommità, e questo coincide molto bene con quanto rilevato sperimentalmente.

Il test sperimentale evidenzia, in analisi X, anche un danneggiamento dei muri ortogonali: questo aspetto viene colto correttamente dall'analisi spaziale di PCM. L'analisi in direzione +X sfavorisce il muro 2, mentre l'analisi -X penalizza il muro 1. Il muro 1 non presenta lesioni in sommità nel maschio centrale (1-3 in fig. 4.3.13), e secondo PCM neppure alla base; il test evidenzia tuttavia una lesione all'incirca orizzontale alla base del maschio, ma questa può essere attribuita al comportamento del maschio sottostante (1-6) che in PCM risulta completamente plasticizzato nell'analisi -X. Nel muro 2 il danneggiamento secondo PCM è associato al maschio d'angolo 2-2, fessurato anche nel test. Non viene invece colto il danneggiamento in sommità al maschio 2-4, mentre le fessurazioni alla base del piano superiore possono essere ricondotte alle crisi dei maschi del piano sottostante. Sostanzialmente, per l'analisi secondo X il modello 3D di PCM propone un quadro fessurativo in buon accordo con quanto rilevato sperimentalmente.

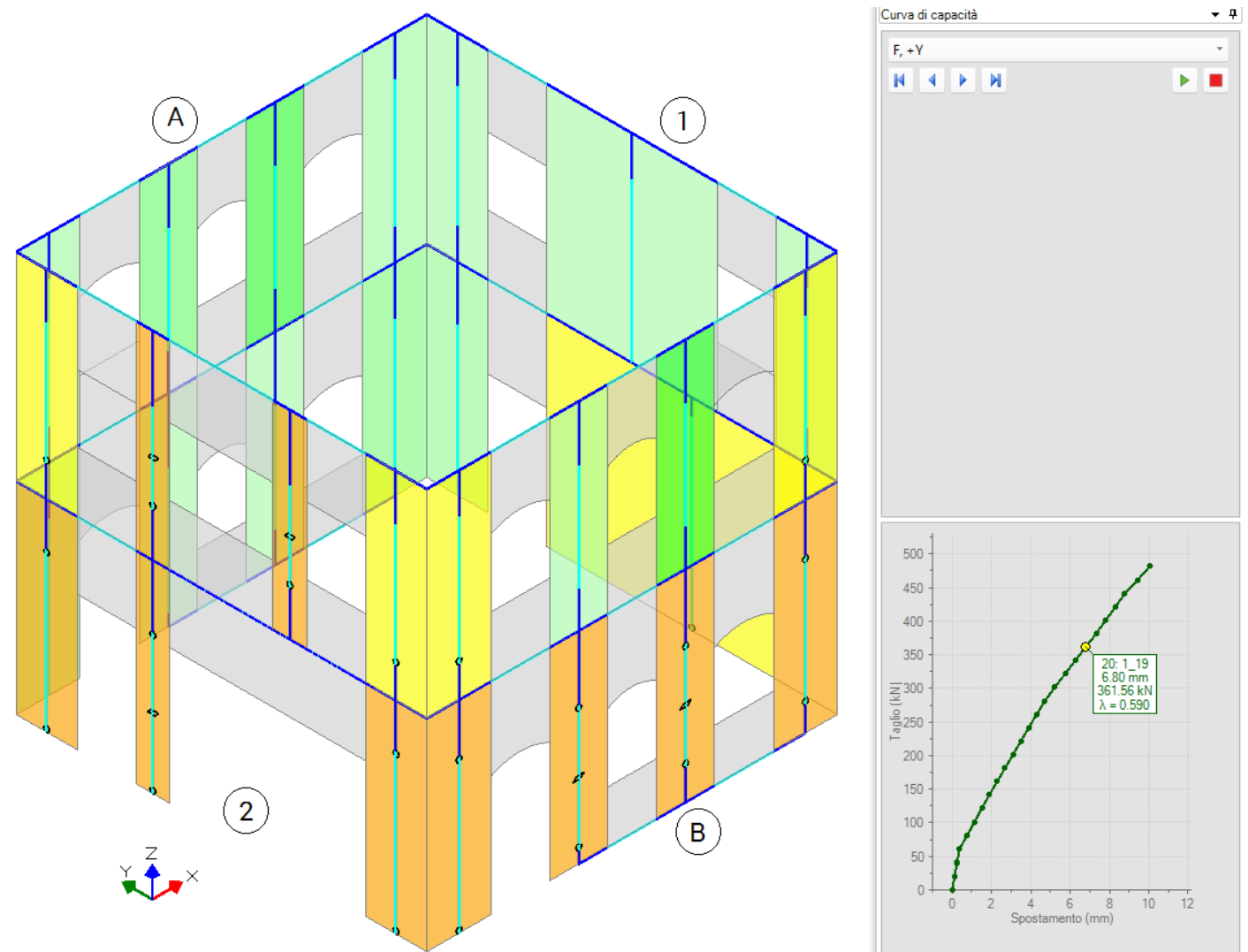


Fig. 4.3.25. Analisi pushover in direzione +Y

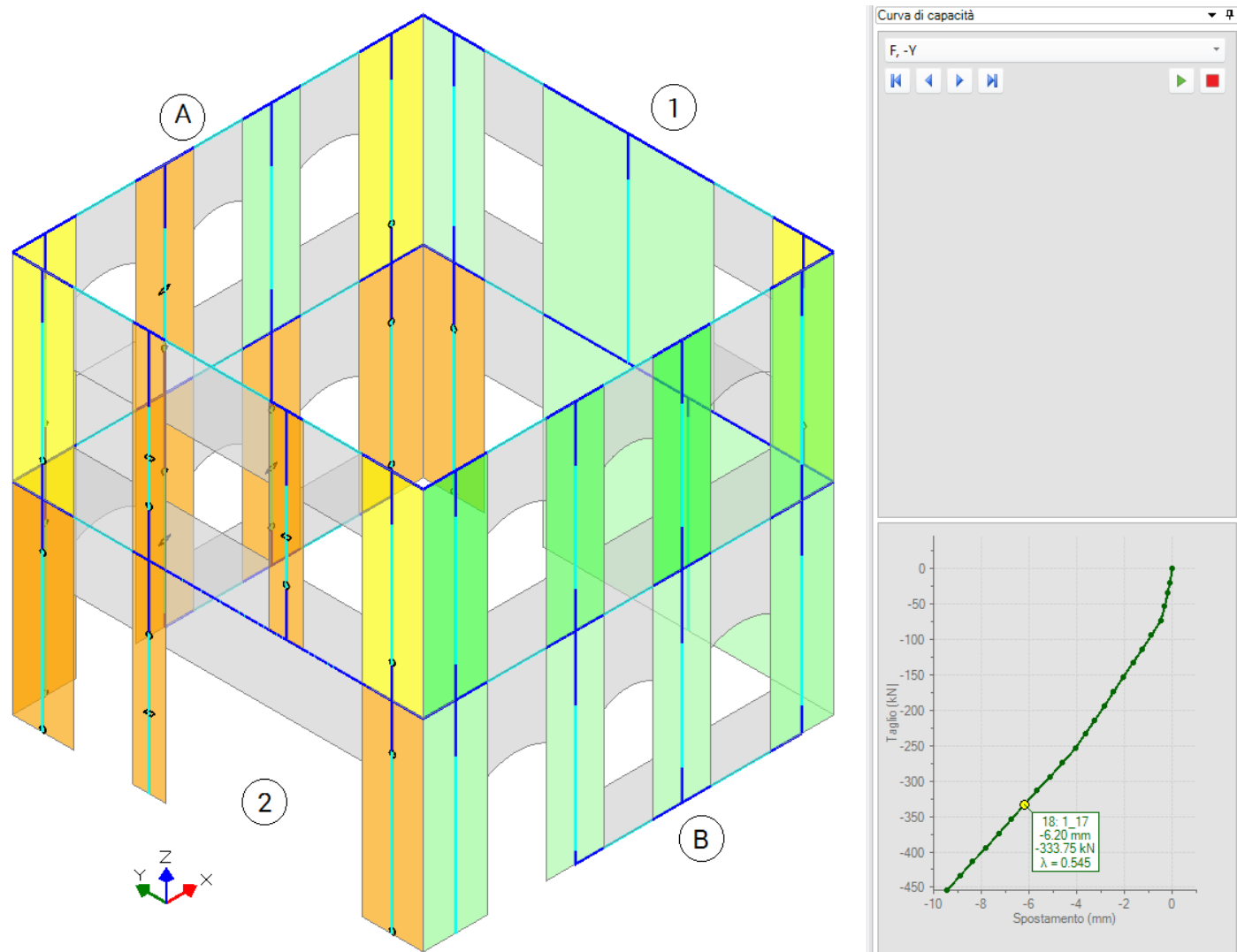


Fig. 4.3.26. Analisi pushover in direzione -Y

Si esegua ora il confronto fra le figg. 4.3.25 e 4.3.26 (analisi di PCM) e la fig. 4.3.10 (test sperimentale).

Al piano terra, nel muro 1 il maschio di dimensioni maggiori (1-6) è danneggiato secondo PCM solo alla base, e questo è in buon accordo con quanto mostrato in fig. 4.3.10; il modello di PCM non coglie la lesione alla base del maschio sovrastante 1-3. I maschi di bordo secondo PCM sono molto poco lesionati, e questo può essere considerato corrispondente a quanto rilevato sperimentalmente.

Il muro 2 presenta una situazione più sfavorevole, come d'altra parte è lecito attendersi a causa della minore sezione resistente rispetto al muro 1. Secondo PCM, i maschi inferiori sono tutti lesionati, e così anche i centrali superiori; i maschi superiori di bordo presentano invece lesione solo alla base. Il comportamento non si discosta in modo rilevante dai risultati del test.

Per quanto riguarda i muri ortogonali alla direzione sismica (A e B), la sperimentazione mostra il muro B fortemente lesionato alla base, e il muro A con fessurazioni al maschio d'angolo inferiore A-10 (rilevata anche da PCM) e ai maschi superiori A-2 e A-3. La lesione in A-2 viene riscontrata in PCM come crisi completa del maschio inferiore d'angolo e crisi alla base inferiore del maschio ad esso sovrastante. I maschi centrali del muro A, sia superiori che inferiori, sono sperimentalmente non lesionati; PCM rispetta questo comportamento nell'analisi +Y, mentre la -Y mostra problemi ai maschi centrali inferiori. Considerazione analoga (crisi in PCM ma non nel test) vale per il maschio A-5. Nonostante qualche

differenza, PCM mostra comunque un quadro fessurativo sostanzialmente compatibile con quanto rilevato dal test; va anche osservato che la direzione Y, caratterizzata da due muri dissimmetrici, è più sensibile alle inevitabili differenze fra la modalità di esecuzione del test ed il criterio con cui questo viene rappresentato in PCM.

La comparazione fra test e analisi con PCM viene completata dal confronto fra i tagli massimi (fig. 4.3.27).

Confronto curve sperimentali - PCM (orientamento secondo PCM):

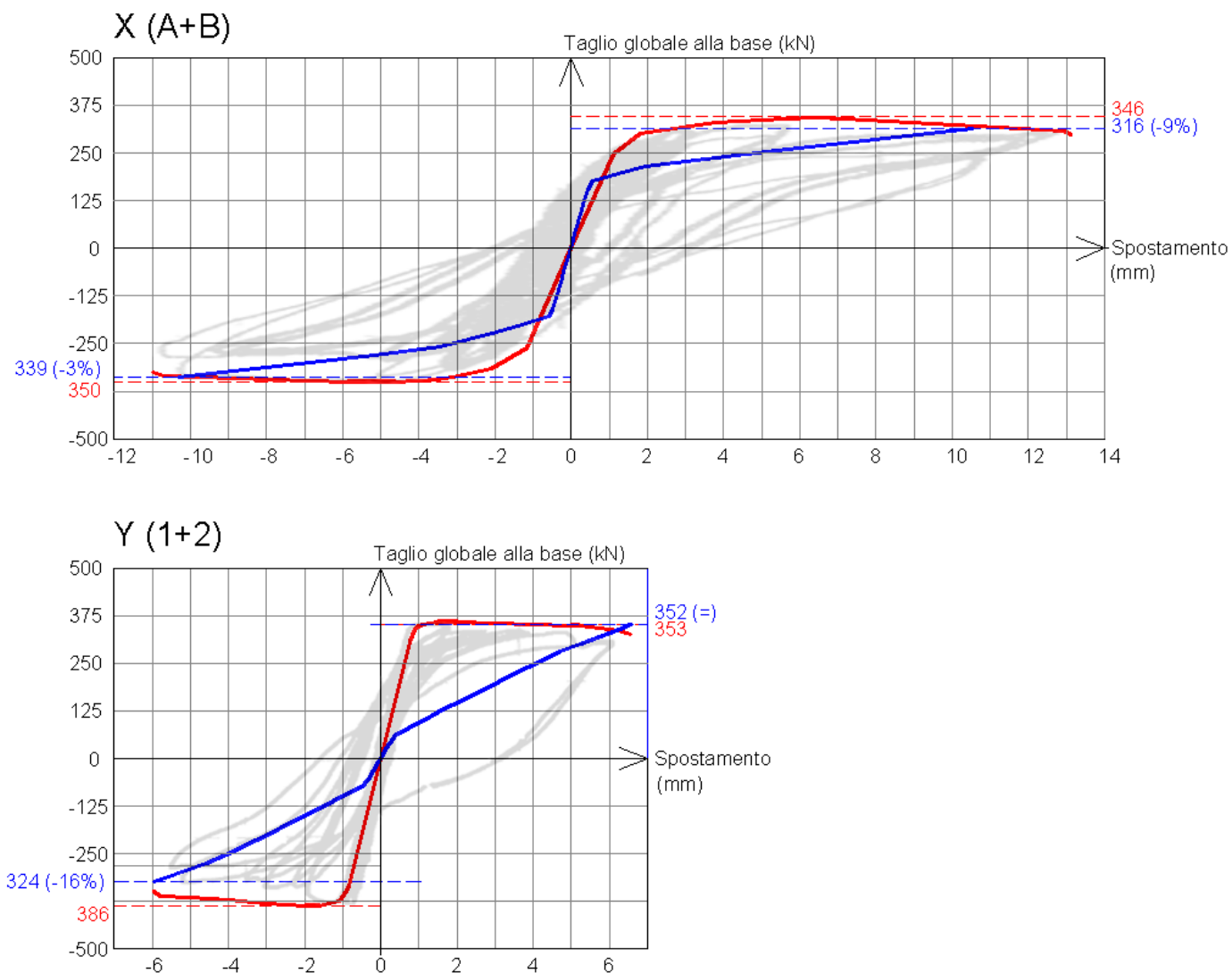


Fig. 4.3.27. Confronto fra diagrammi sperimentali composti e curve analitiche di PCM

La comparazione delle curve nel campo di spostamenti considerato nel test produce risultati da confrontarsi con le valutazioni di raffronto fra test e modello analitico usato dagli Autori del test stesso e riportate in fig. 4.3.15. Lo scarto del valore della forza massima, calcolato con lo stesso criterio seguito dagli Autori del test, oscilla fra -3% e -9% in direzione X, e fra nullo e -16% in direzione Y.

Il risultato fornito da PCM può quindi considerarsi decisamente valido, anche in considerazione dei valori ottenuti analiticamente dagli Autori del test, che presentano scarti, calcolati singolarmente su ogni paramento, così organizzati:

- per l'analisi Y (parallela ai muri 1 e 2): compresi tra -5% e -46%. Lo scarto è particolarmente forte per il muro 2; se si sommano le forze analitiche, lo scarto per i muri 1 e 2 passa a $(254+64)=318$ kN rispetto a 386 kN $(266+120)$ kN, e quindi: -18%, comunque superiore al massimo scarto ottenuto con PCM (-16%);
- per l'analisi X (parallela ai muri A e B): compresi fra -19% e -23%, entrambi nettamente superiori a quanto ottenuto con PCM (scarti compresi fra -3% e -9%).

La curva in colore rosso in fig. 4.3.27 è ottenuta come involuppo dei diagrammi sperimentali; in colore blu è invece rappresentata la curva analitica prodotta da PCM. Le rigidzze iniziali sono sostanzialmente simili (la rigidzza di PCM è lievemente superiore a quella sperimentale), mentre le primi crisi che determinano l'appiattimento della curva secondo PCM sono più precoci rispetto alla curva-inviluppo.

L'andamento della curva di PCM è più rappresentativa di una fase intermedia del test, con parziale degrado della struttura, come risulta confrontando la curva con i diagrammi ciclici sperimentali (in colore grigio chiaro).

Pur con le inevitabili approssimazioni legate alle modalità di esecuzione della prova e alla sua rappresentazione nel modello, il risultato complessivo è quindi molto soddisfacente, in particolare in corrispondenza dello spostamento massimo (quadro fessurativo, taglio globale). Peraltro, nel lavoro di riferimento ([4.3.1]) i risultati analitici confrontati con il test focalizzano l'attenzione solo sui risultati finali, limitandosi ai valori di forza massima.

In definitiva, la tecnica di analisi proposta dalla Norma Italiana (in sintesi: metodo a telaio equivalente, con verifiche a pressoflessione e a taglio), attraverso il confronto con il test sperimentale, si mostra appropriata per la modellazione dell'edificio in muratura e la stima della risposta alle azioni orizzontali.

Le procedure di calcolo del software PCM, che implementa fedelmente tale metodologia, risultano quindi convalidate. E' opportuno rilevare inoltre le numerose opzioni offerte da PCM su modellazione e parametri di calcolo: è possibile in tal modo ottenere una corretta interpretazione del problema reale, anche attraverso il confronto dei risultati corrispondenti a scelte alternative.

5. ESAME COMPARATIVO SULL'UTILIZZO DI SOFTWARE PER LA RICOSTRUZIONE IN ABRUZZO

L'esame comparativo consiste nel confronto tra il software PCM © AEDES e i contenuti del documento "Alcune considerazioni sull'utilizzo del software tecnico nella Ricostruzione dell'Abruzzo",

di: Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E.A., Prota A., Verderame G.M., Manfredi G., a cura dell'Università di Napoli Federico II e del Consorzio ReLUIS, presentato ufficialmente al SAIE 2011 di Bologna.

Tale documento presenta particolare interesse in quanto fornisce una serie di indicazioni importanti per la valutazione delle funzionalità del software utilizzato nel calcolo degli edifici per la ricostruzione nelle zone dell'Abruzzo danneggiate dai recenti eventi sismici.

Le osservazioni del documento focalizzano in modo chiaro ed esplicito alcune delle questioni fondamentali relative ai programmi di calcolo e all'implementazione algoritmica delle nuove Normative (D.M. 14.1.2008 e documenti correlati), e sono particolarmente significative perché provengono dalla realtà applicativa, ossia dall'esame di moltissimi elaborati progettuali. Il confronto del software con tali contenuti costituisce quindi un indicatore significativo per una corretta valutazione delle caratteristiche operative del software stesso.

In questo capitolo si riportano alcuni estratti del documento citato, relativi alla parte riguardante gli edifici in muratura, corredati delle osservazioni comparative; il testo degli estratti è posto su sfondo grigio, con evidenziate in grassetto alcune parti rilevanti, mentre i commenti comparativi sono evidenziati da una freccia rossa.

Il testo integrale del documento è disponibile su Internet ed è anche accessibile da PCM (menu Supporto, Documenti, Pubblicazioni).

CONVEGNO AIST- SAIE 2011

IL CALCOLO DELLE STRUTTURE ESISTENTI: SOFTWARE E NORMATIVA – STUDI,
ESPERIENZE PROPOSTE

ALCUNE CONSIDERAZIONI SULL'UTILIZZO DEL SOFTWARE TECNICO NELLA RICOSTRUZIONE DELL'ABRUZZO

Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E., **Prota A.**,
Verderame G.M., Manfredi G.,
email: **aprota@unina.it**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale – D.I.ST.
Università di Napoli Federico II, Italia



Bologna , 6 ottobre 2011



Fig. 5.1. Documento di riferimento per l'esame comparativo

5.1. COMPORTAMENTO LOCALE

Nel caso di edifici esistenti, caratterizzati dalla mancanza o da una scarsa connessione delle pareti murarie con gli impalcati viene richiesto di effettuare l'analisi dei meccanismi locali che avvengono prevalentemente per azioni fuori dal loro piano. Per tali valutazioni è possibile far ricorso all'analisi limite dell'equilibrio dei corpi rigidi, così come consigliato dalla Circolare 617. Nel caso in cui l'edificio sia dotato di efficaci connessioni tra gli impalcati e le pareti murarie è possibile valutare la vulnerabilità sismica della struttura fuori dal piano effettuando solo le verifiche di resistenza a pressoflessione applicando un sistema di forze ortogonali al piano della parete (indicato al par. 7.8.1.5.2 delle NTC08) diverso da quello adottato per valutare il comportamento globale della struttura.

Nel caso in cui si debba valutare la capacità sismica della struttura connessa all'instaurarsi dei meccanismi locali è necessario considerare tutti i cinatismi che si possono attivare ipotizzando la formazione di cerniere in diversi punti della parete muraria e considerando i vincoli esistenti, dati dalla presenza di catene, cordoli, grado di ammorsamento con le pareti murarie ortogonali. È quindi indispensabile che il progettista effettui tali valutazioni scegliendo in modo consapevole i cinatismi da considerare, attivabili con maggiore probabilità.

Esistono attualmente diversi programmi che valutano la capacità sismica della struttura in relazione ai meccanismi di piano; ma non tutti quelli che analizzano il comportamento globale della struttura effettuano anche l'analisi dei meccanismi fuori piano, corrispondendo il comportamento globale e quello dei meccanismi a due modelli completamente diversi.

➔ PCM analizza sia il comportamento globale che quello locale, in ambiti distinti che rispettano la diversità di approccio teorico, a partire dal medesimo modello architettonico.

Comportamento fuori piano:

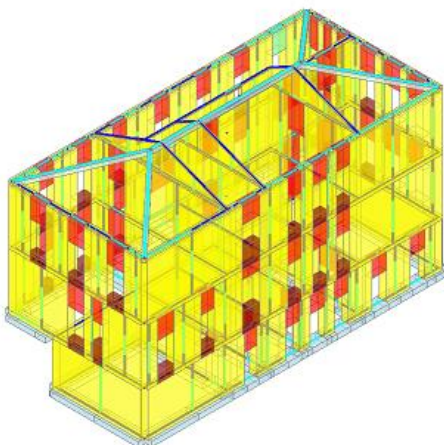
meccanismi locali, analisi cinematica:

Comportamento globale:

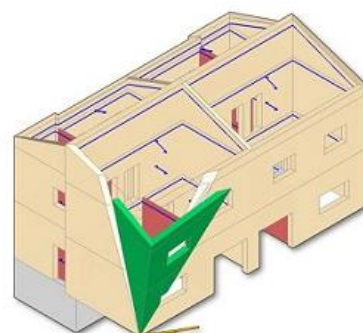
modellazione a telaio equivalente

con tutti i tipi di analisi previsti dalla Normativa

(modale, statica lineare, dinamica, non lineare-pushover)



comportamento
globale



meccanismi
locali

Fig. 5.1.1. Comportamento globale e Meccanismi locali in PCM

Spesso, accade che i programmi che valutano entrambi i comportamenti forniscono solo i risultati in termini di PGA ma nessuna informazione su quali siano i meccanismi adottati per valutare tale PGA, quale sia tra di essi quello più vulnerabile e in che modo venga considerata l'azione del tirante o come venga dimensionato il sistema tirante capo-chiave. Inoltre in relazione alla progettazione dell'intervento di miglioramento spesso è possibile inserire come sistemi di rinforzo solo l'inserimento di catene metalliche o di cordoli in c.a.; pertanto nel caso in cui si prevedano interventi diversi dai suddetti (cerchiature metalliche o con nastri in FRP oppure incatenamenti diffusi in corrispondenza degli impalcati ai vari piani) non sempre se ne riesce a tenere conto in maniera efficace. L'unica possibilità è considerare catene di dimensioni tali da restituire un "tiro" equivalente. Sarebbe più opportuno invece poter inserire direttamente nei programmi le forze che si oppongono ai meccanismi ("tiri") o i vincoli stessi. **Esistono però anche altri tipi di programmi, generalmente costituiti da tante schede**, ognuna corrispondente all'attivazione di un possibile meccanismo. In questo caso il progettista riesce a gestire più facilmente il processo di valutazione della capacità sismica associata ai meccanismi fuori piano, considerando gli effettivi meccanismi che si possono attivare sia nella configurazione ante operam che post operam.

➔ L'analisi cinematica di PCM è organizzata in modo da trattare numerosi tipi di cinematismi, dove si gestiscono tutti i parametri in input, compresi i "tiri" e il vincolamento (tiranti, cerniera di ribaltamento eventualmente arretrata, cunei retrostanti per ribaltamenti composti, ecc.). Nelle figure seguenti, alcuni dei meccanismi di collasso di edifici esistenti e monumentali trattati da PCM.

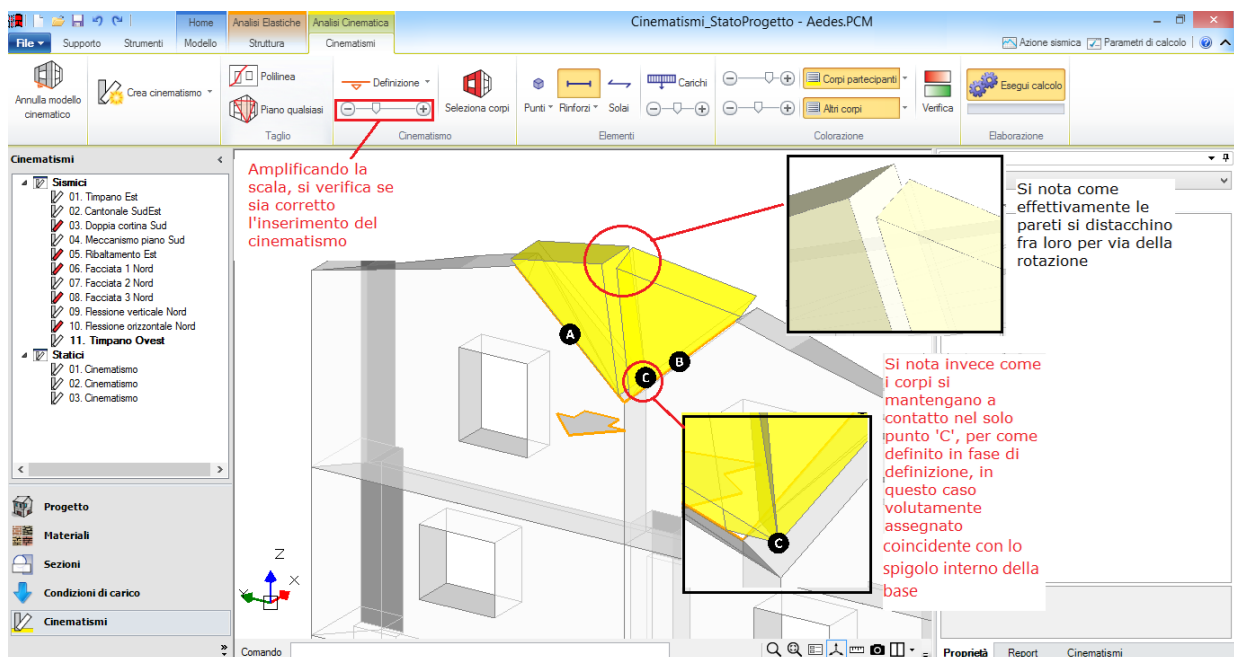
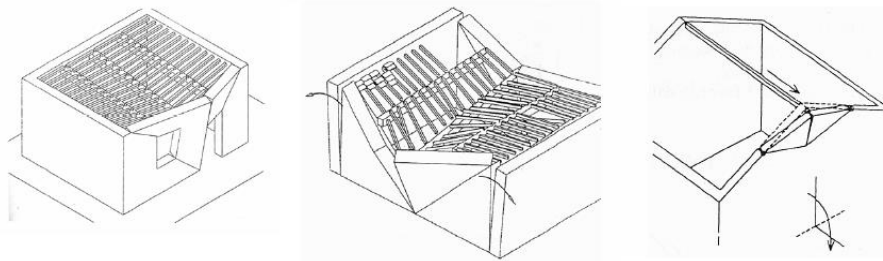


Fig. 5.1.2. Meccanismo di flessione su cerniere oblique

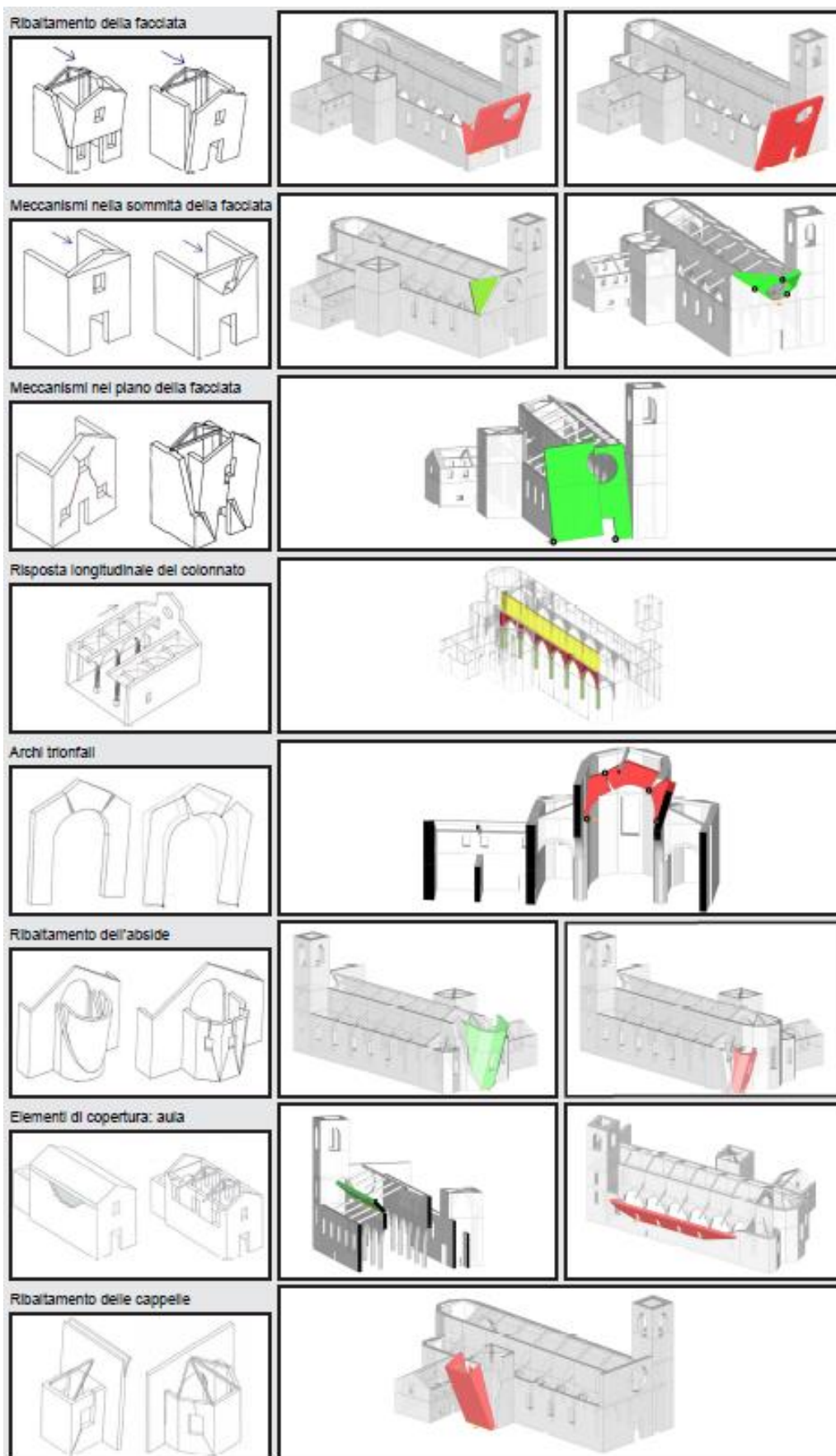


Fig. 5.1.3. Cinematismi per edifici esistenti e monumentali

5.2. COMPORTAMENTO GLOBALE

Mentre le procedure di calcolo relative alla valutazione del comportamento fuori piano degli edifici in muratura sono piuttosto semplici quelle relative alla valutazione del comportamento sismico globale sono complesse e richiedono necessariamente l'uso di specifici software.

Allo stato attuale i programmi di calcolo analizzano il comportamento globale dell'edificio adottando solo raramente una modellazione molto discretizzata con elementi finiti bidimensionali e molto più spesso una **modellazione "semplificata" a macroelementi**. In quest'ultimo caso la maggior parte dei software considera macroelementi costituiti da **elementi asta** schematizzando le pareti murarie a **telaio equivalente, così come consigliato dalle NTC08**. I programmi più diffusi permettono di condurre analisi statiche non lineari, mentre **solo alcuni consentono di svolgere analisi lineari (statiche o dinamiche)**. La predilezione dell'analisi non lineare è data sia dal fatto che con le analisi lineari si ottengono generalmente valori piuttosto bassi della capacità sismica dell'edificio, sia dal fatto che la stessa norma (al C7.8.1.5.1) individua nell'analisi non lineare la più rappresentativa del comportamento degli edifici in muratura, consentendo di svolgerla, a differenza delle altre tipologie strutturali, anche quando si ha una massa partecipante del primo modo inferiore al 75% ed un livello di conoscenza limitato (LC1).

Di seguito si presenta una disamina di alcune tra le principali problematiche riscontrate in relazione alla modellazione, ai risultati forniti e ai sistemi di rinforzo generalmente adottati per gli edifici in muratura.

➔ **PCM applica il telaio equivalente 'puro'**, formato cioè da aste coincidenti con elementi 'beam', con completo controllo del vincolamento interno di ogni asta ed esterno di ogni nodo. Invece di introdurre macroelementi particolari sui quali il Progettista può non possedere sufficiente sensibilità di interpretazione, PCM nasce con lo scopo di modellare il comportamento dell'edificio in muratura utilizzando il normale bagaglio di nozioni ingegneristiche (comportamento statico di elementi monodimensionali) e valorizzando la base di conoscenza proveniente dal diffuso utilizzo dei metodi tipo Por con cui sono state affrontate le Ricostruzioni post-sismiche a partire dalla fine degli anni '70 (Friuli, Irpinia, Umbria e Marche sono state le principali Regioni interessate), culminate con una importante e valida esperienza relativa al sisma Umbria-Marche del 1997.

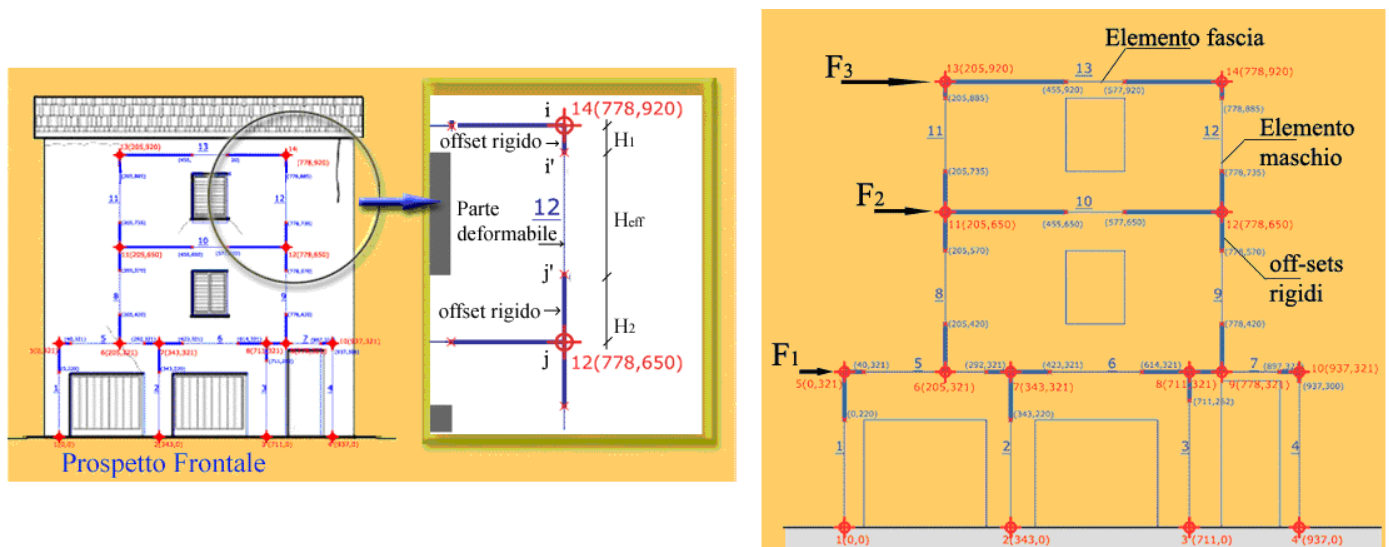


Fig. 5.2.1. Schematizzazione a telaio equivalente

Inoltre, **PCM rende disponibili anche le analisi lineari (statica e dinamica), oltre all'importantissima analisi modale**, per mettere il Progettista in condizioni di comprendere il funzionamento del modello strutturale e quindi convalidarne i dati e l'attendibilità dei risultati. Infatti, l'analisi non lineare, o pushover, introduce complessità di vario tipo (ad esempio, possibili errori di ordine superiore a quello delle incertezze sui dati) e da sola può rendere difficile la validazione di un modello. In generale, i risultati di un'analisi non lineare sono ripercorribili solo con un certo grado di difficoltà, anche se si è utilizzata una modellazione semplice quale quella del telaio equivalente puro. AEDES consiglia sempre l'esecuzione delle analisi lineari, prima della pushover. In analisi lineare, la buona comprensibilità dell'analisi stessa, unita all'ottima leggibilità dello schema a telaio equivalente puro utilizzato da PCM, evidenzia efficacemente la bontà della schematizzazione.

5.2.1. MODELLAZIONE DELLA PARETE A TELAIO EQUIVALENTE

Analizzando le problematiche connesse alla modellazione a telaio equivalente si osserva che un problema rilevante è l'**individuazione dello schema di telaio adeguato a ciascuna parete**, in grado cioè di fornire una risposta abbastanza corrispondente a quella reale. Nella maggior parte dei casi, infatti gli edifici in muratura esistenti sono costituiti da pareti murarie caratterizzate da configurazioni geometriche piuttosto complesse connesse alla disposizione non regolare delle aperture.

Può accadere ad esempio che alcuni maschi murari si suddividono in più maschi o si riuniscono in un solo maschio murario ai piani superiori (Fig.1).

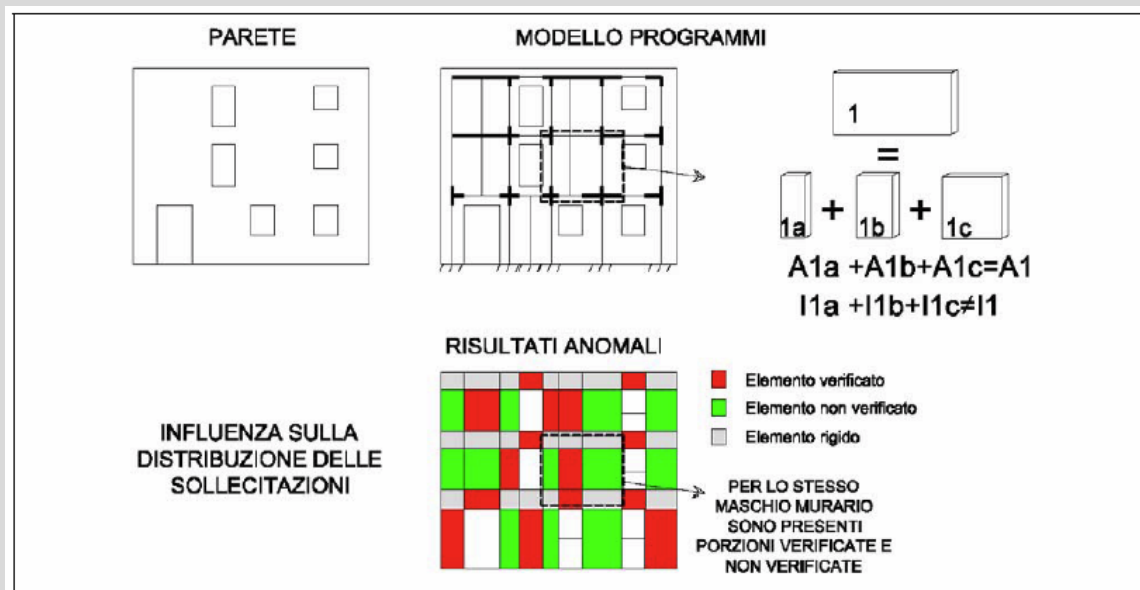


Fig.1 Problemi della modellazione a telaio di un parete

Fig. 5.2.1.1. Fig. 1 del documento di riferimento

In tali casi, le schematizzazioni delle pareti sono spesso effettuate con modelli nei quali un singolo maschio murario viene suddiviso in due o più ritti connessi da un traverso rigido. Tale modellazione **restituisce l'effettiva rigidità tagliante del maschio, ma non quella flessionale**, influenzando così sia la distribuzione delle sollecitazioni che il periodo di vibrazione della struttura. Inoltre la divisione di un maschio in più ritti può portare in fase di verifica alla condizione anomala per cui **per lo stesso maschio murario possono essere presenti porzioni di maschio verificate ed altre non verificate** (Fig.1).

Per ovviare a tale problema è necessario o modellare ogni singolo maschio murario con un sola asta oppure **dividere il maschio murario in più ritti che siano globalmente equivalenti ad esso (in termini di deformazione tagliante e rigidezza flessionale)**, considerando poi in fase di verifica la somma delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi.

→ **PCM consente la massima libertà di modellazione.** E' possibile suddividere i muri in maschi tra loro affiancati: questo, fra l'altro, consente di considerare, accanto ad una porzione di maschio reagente, una porzione di maschio da considerarsi a biella, cioè non contributivo alla resistenza sismica, qualora si imposti su un'apertura sottostante. E' inoltre possibile **assemblare le rigidezze alla traslazione di maschi adiacenti per considerare appunto l'effetto flessionale** corrispondente alla parete piena complessiva (in pratica, questo comporta un'amplificazione della rigidezza delle singole porzioni, in modo che la somma delle rigidezze equivalga alla rigidezza della parete piena composta dalle sottoporzioni di maschi; si rimanda al Manuale d'uso di PCM per approfondimenti).

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura **Analisi** Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Per maschi murari

Contributo rigidezza trasversale

Assemblaggio rigidezza flessionale (E) per elementi contigui

Analisi Sismica: valutazione della sicurezza

Intervento di Miglioramento:

- Stato di Progetto per Analisi globale: Struttura corrente (obbligatorio)

- Stato Attuale per Analisi globale: (se non specificato: struttura corrente)

- Stato di Progetto per Analisi cinematica: (se non specificato: struttura corrente)

- Stato Attuale per Analisi cinematica (*): (se non specificato: Stato Attuale per Analisi globale)

(*) utilizzabile anche se non è Intervento di Miglioramento (p.es.: analisi di vulnerabilità di un edificio esistente) per associare all'Analisi globale della struttura corrente l'Analisi cinematica condotta su un altro file

Per Edifici Esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV [8.3]

Analisi Sismica lineare: varie

Eseguire il calcolo degli Indicatori di Rischio Sismico in Analisi sismica lineare (capacità in termini di P_{GA} e di T_R ; in pushover questo calcolo è sempre eseguito)

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni $(N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})$

Ridistribuzione del taglio [7.8.1.5.2-3]

Max riduzione del taglio V per i maschi murari: R% = 25 Max aumento del taglio V per i maschi murari: A% = 25

$\Delta V \leq \max \{ (R, A\%) | V, 0.1 * |V_{pieno}| \}$

Opzioni avanzate:

acceleratore di convergenza (%) = 5 max n° di cicli consecutivi non verificati: 10 max n° di oscillazioni di verifica consentite: 10

Fig. 5.2.1.2. Assemblaggio delle rigidezze

Sul fatto di considerare in verifica un'unica parete, dopo il calcolo delle sollecitazioni pertinenti alle varie porzioni di maschio adiacente (pur avendo 'corretto' come detto la rigidezza alla traslazione), PCM opera sottoponendo a verifica ogni singola porzione: si è scelta questa metodologia in quanto un'omogeneizzazione delle sollecitazioni equivale a valori 'medi' che potrebbero non tenere adeguatamente conto delle 'debolezze' strutturali locali. Esiste sempre, infatti, la possibilità reale che una lesione si inneschi in una zona di 'discontinuità' strutturale, intendendo come tale una variazione di geometria, di vincolo, di materiale, di carico: la motivazione, che, appunto, ha condotto alla suddivisione della parete piena.

Un'altra criticità connessa alla modellazione a telaio è l'**estensione del tratto rigido** da assegnare al pannello di nodo (dato dall'intersezione tra i maschi e le fasce di piano), dalla quale dipende ovviamente l'altezza efficace dei maschi murari e delle fasce, che influenza sia la distribuzione delle sollecitazioni che la deformabilità della struttura. Anche tale operazione è piuttosto complessa nel caso di edifici esistenti, dove le aperture sono disallineate tra loro sia in orizzontale che in verticale. Alcuni programmi per determinare l'altezza efficace dei maschi si riferiscono al criterio riportato in Dolce, 1989 [2], (Fig.2); altri adottano criteri differenti non supportati da studi teorici; altri ancora non ne fanno alcun cenno né nei manuali né nella relazione di sintesi fornita in automatico dai programmi.

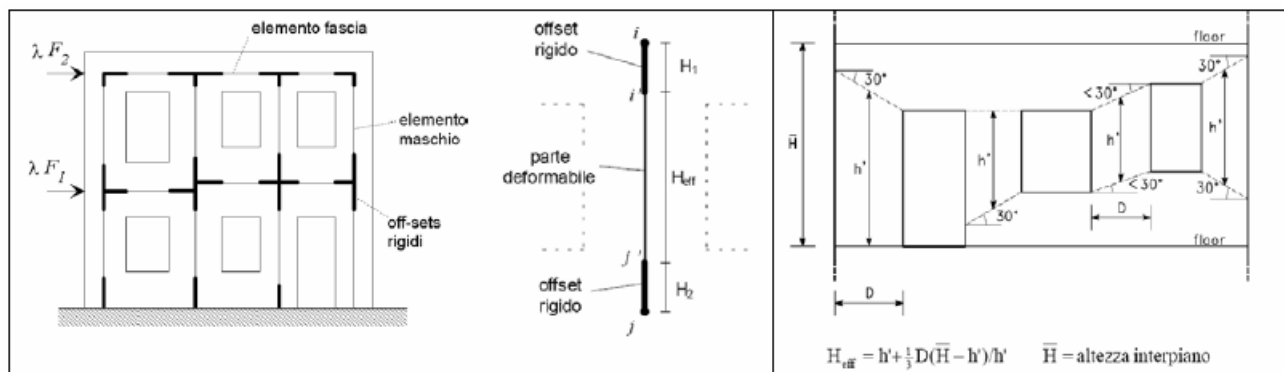


Fig.2 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari [2, 3]

Fig. 5.2.1.3. Fig. 2 del documento di riferimento

Inoltre, **quasi nessun programma indica in che modo viene valutata la lunghezza efficace delle fasce di piano**, molto probabilmente anche perché non esistono studi teorici condotti in tal senso. In realtà, pur essendo la scelta del telaio equivalente molto importante per ottenere un comportamento verosimile dell'edificio in condizioni sismiche spesso accade che il **progettista non è né reso pienamente consapevole delle scelte adottate né libero di modificare tale schematizzazione** (generata automaticamente dal programma), che invece generalmente richiede la necessità di scelte ed accorgimenti non codificabili, da definire caso per caso.

➔ **Sia per il tratto rigido del nodo, sia per la lunghezza efficace delle fasce (cioè la luce deformabile), PCM consente la massima libertà di modellazione.** E' possibile definire numericamente ogni zona rigida, iniziale e finale, di ogni elemento verticale (maschio) e orizzontale (fascia), operando inoltre distintamente non solo sul piano complanare della parete muraria ma anche sul **piano ortogonale**, per tener conto del corretto reale irrigidimento. Nello schema a telaio equivalente spaziale, infatti, l'irrigidimento dovuto all'intersezione maschio-fascia riguarda solo il piano complanare, non quello ortogonale: di ciò PCM tiene perfettamente conto nella definizione della matrice di rigidezza dell'elemento. Appositi comandi del modello architettonico permettono di scegliere la modalità di generazione delle zone rigide dei maschi murari (fig. 5.2.1.49: assi dei maschi), lasciando in ogni caso la possibilità di gestirne il valore nel modello strutturale. Il criterio di diffusione a 30° segue esattamente quanto riportato in fig. 5.2.1.3 (criterio messo a punto dal Prof. Dolce). Fasce e sottofinestra hanno luce pari all'apertura corrispondente: link rigidi collegano questi elementi orizzontali agli assi dei maschi murari adiacenti.

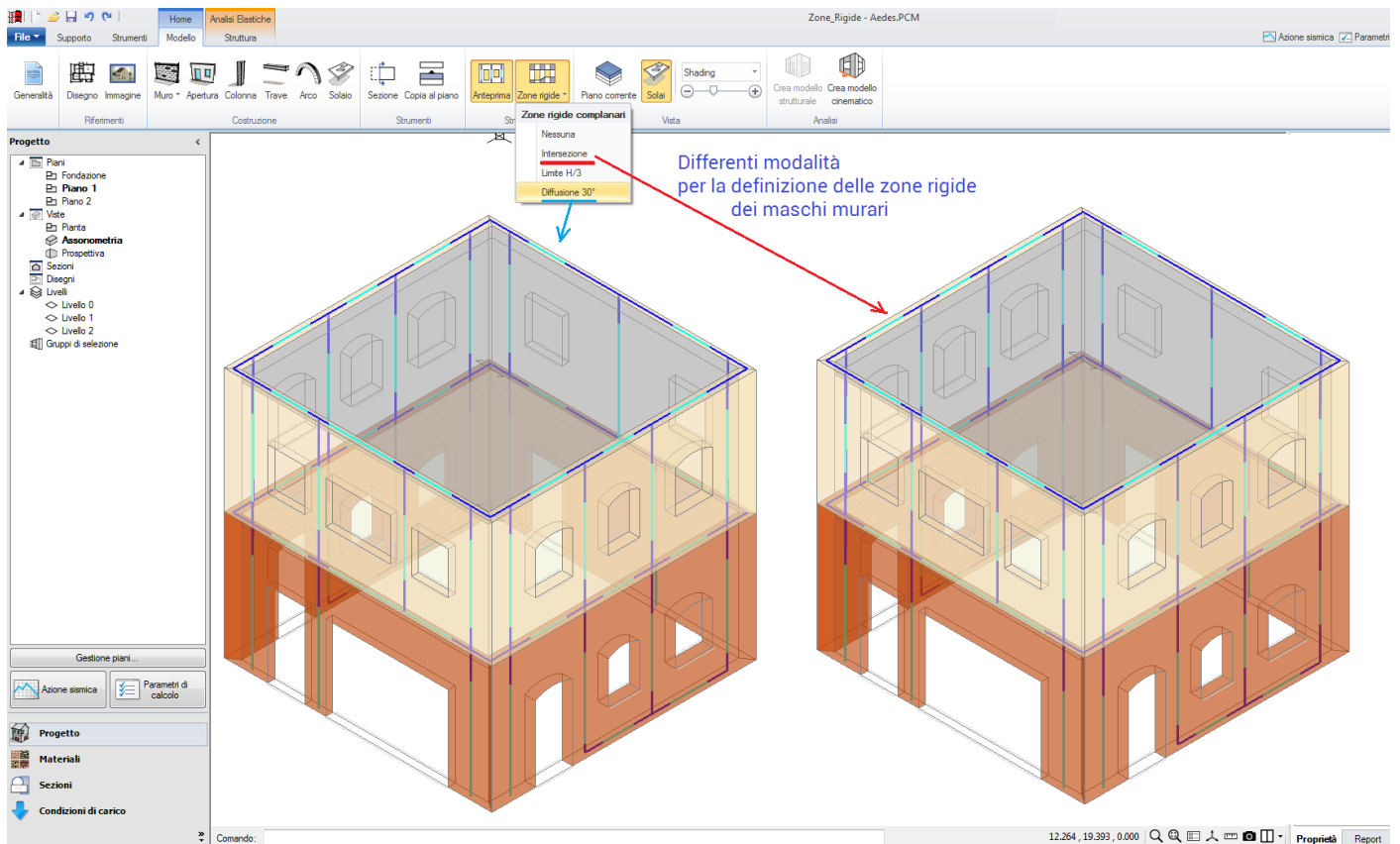


Fig. 5.2.1.4. Gestione zone rigide

Con PCM il Progettista è quindi pienamente consapevole delle scelte adottate: sulla base della schematizzazione degli irrigidimenti proposta dal programma può in ogni momento modificare le zone rigide e le luci deformabili dei maschi murari. In sintesi:

- ogni zona rigida di maschio è singolarmente modificabile;
- per ogni maschio sono modificabili indipendentemente le zone rigide iniziale e finale;
- per ogni maschio sono modificabili indipendentemente la zona rigida del piano complanare e quella del piano ortogonale.

5.2.2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

La **modellazione ad elementi finiti bidimensionali** permette almeno apparentemente una migliore schematizzazione della parete muraria, ma anche essa può restituire un comportamento molto diverso da quello effettivo. Infatti da tale modellazione si ottengono valori puntuali dello stato tensionale, molto influenzati dalla discretizzazione ad elementi finiti.

Nel caso di analisi lineari i programmi non tengono conto della non resistenza a trazione della muratura, considerandola come un materiale iso-resistente, e quindi non sono in grado di restituire l'effettiva distribuzione delle tensioni all'interno della muratura. Tali programmi effettuano le verifiche sui singoli maschi murari integrando gli stati tensionali su di essi agenti ed effettuando così le verifiche in termini di sollecitazioni.

Nel caso di analisi non lineari su modelli ad elementi finiti bidimensionali viene assegnato al materiale muratura un **legame costitutivo non lineare**. Tale tipo di modellazione è piuttosto complessa, richiede un gravoso onere computazionale ed è fortemente condizionata da problemi numerici conducendo spesso alla sottostima della capacità sismica della struttura. In particolare, le stesse software-house nei manuali

avvertono che i tempi di calcolo per tale tipo di analisi sono rilevanti e che risultati prossimi (per difetto) alla effettiva resistenza della struttura si raggiungono con maggiore probabilità quanto più è lento il calcolo. Inoltre le software-house, consapevoli dei limiti del modello non lineare, consigliano di effettuare preliminarmente analisi lineari e solo dopo essersi convinti della "bontà" del modello di procedere con analisi non lineari. Spesso le curve push-over ottenute sono in realtà delle rette, indicando che l'analisi non è riuscita a cogliere né il comportamento non lineare della struttura né molto probabilmente la resistenza massima della stessa. Inoltre in molti casi a tali curve corrispondono valori di PGA prossimi allo zero ($0.005g \div 0.011g$) e quindi poco verosimili.

È necessario evidenziare ancora che **le NTC08** non forniscono indicazioni sul legame costitutivo non lineare da adottare per il materiale muratura e per di più **richiedono verifiche sugli elementi strutturali svolte in termini di caratteristiche della sollecitazione e non di tensioni puntuali**. Pertanto **l'analisi statica non lineare su un modello ad elementi finiti bidimensionali di materiale non resistente a trazione, almeno allo stato attuale, non sembra ancora uno strumento sufficientemente affidabile da poter essere utilizzato come routine in ambito professionale**. Diverso è il caso di strutture di tipo speciale di notevole pregio architettonico, per le quali è opportuno, da parte di esperti, approfondire le analisi con strumenti sofisticati che affianchino quelli ordinari, superando anche le prescrizioni normative.

➔ **Queste motivazioni sono all'origine dell'adozione in PCM del modello a telaio equivalente.**

Il comportamento non lineare è definito, seguendo le indicazioni Normative, come diagramma elasto-plastico del pannello murario, e non come legame costitutivo del materiale murario.

Sull'opportunità delle analisi lineari preventive alla pushover si è già detto: tale opportunità è comunque valida nel caso del modello a telaio equivalente, in quanto è innegabile che la validazione di un modello debba essere effettuata seguendo la scala di complessità delle analisi disponibili. La validazione è in tal caso da intendersi prevalentemente sulla corretta definizione di geometria, vincoli e carichi. Il commento del documento di riferimento si riferisce invece in modo esplicito alle analisi ad elementi finiti bidimensionali, e in effetti per tali modelli la preventiva esecuzione delle analisi lineari non assume particolare rilevanza nei confronti del modello non lineare definito attraverso la legge costitutiva della muratura e che condizionerà il risultato della pushover.

5.2.3. MODELLAZIONE DELLE FASCE DI PIANO

Un'altra questione è quella della modellazione delle fasce (in particolare nell'ambito di una schematizzazione a telaio equivalente) e della loro verifica. A tal riguardo le NTC08 (al par. 7.8.1.5.2) prescrivono che è possibile considerare le fasce come travi di accoppiamento solo se esse siano sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato all'estremità, e che comunque in tal caso è sempre necessario effettuare le verifiche di resistenza di tali elementi.

Nella maggior parte dei casi, invece, pur considerando le fasce efficaci nel modello, non vengono effettuate le verifiche di tali elementi considerandole, quindi, infinitamente resistenti.

Inoltre alcuni programmi di calcolo modellano le fasce non solo come elementi infinitamente resistenti ma **anche come infinitamente rigidi**, effettuando un'analisi per piano.

➔ **In PCM le fasce non sono considerate né infinitamente rigide né infinitamente resistenti:**

l'irrigidimento viene completamente controllato sia all'inizio che alla fine della fascia, dove si hanno le zone di intersezione con i maschi, e così resta correttamente definita anche la luce deformabile; la resistenza non è infinita, in quanto la fascia viene normalmente sottoposta alle verifiche di sicurezza determinate dalle sollecitazioni di calcolo.

Comunque, la versatilità dell'input in PCM permette di considerare, laddove il Progettista lo ritenga necessario, fasce infinitamente rigide e/o resistenti (non sottoponendole a verifica); in ogni caso, tali

modifiche possono essere apportate per singoli elementi, indipendentemente l'uno dall'altro. Il vincolamento interno della fascia può essere modellato a biella, per descrivere l'accoppiamento dei maschi murari ai fini traslazionali senza influire sulla variazione del momento flettente nei maschi (tipico è il caso dei modelli a 'mensole accoppiate').

Nei modelli in cui non si tiene conto dell'effettiva resistenza e rigidità delle fasce di piano si determina per effetto delle forze sismiche una diversa distribuzione dei momenti flettenti e dello sforzo normale rispetto all'effettivo schema.

Tale variazione di sforzo normale incide notevolmente sulla capacità resistente dei maschi murari (in particolare nel caso di pareti snelle), dato che sia nel caso di rottura per scorrimento orizzontale che per trazione diagonale lo sforzo normale agente sul maschio murario fornisce un contributo determinante per la sua resistenza a taglio.

Tale aspetto è ancora più evidente in un'analisi per piano (tipo POR), dove difficilmente si tiene conto delle variazioni di azioni assiali nei maschi determinando così in alcuni casi anche una sovrastima della capacità sismica della struttura. Infatti non considerare la decompressione generata sui ritti estremi del telaio per effetto delle forze sismiche può portare ad una sottostima della resistenza a taglio dei maschi murari.

Inoltre, numerosi studi condotti negli ultimi anni hanno evidenziato che la capacità sismica della parete muraria varia notevolmente in relazione alla resistenza e alla deformabilità della fascia di piano [3,4,5].

➔ **In PCM l'analisi pushover viene svolta nella completa libertà di vincoli e considerando l'edificio nel suo insieme.** Qualora si desideri rappresentare la modellazione tipo POR, è possibile definire un comportamento shear-type, ma il principale ambito operativo di PCM segue le indicazioni di NTC08 e prevede la gestione del modello completo dell'edificio con nodi liberi di traslare e ruotare (non shear-type). Come per tutti gli altri parametri, anche i vincoli esterni dei nodi sono modificabili a piacere e per ogni singolo nodo indipendentemente l'uno dall'altro.

A tal proposito si osservi comunque che la stessa normativa non dà indicazioni complete sulla modellazione delle fasce di piano, fornendo per la resistenza solo formulazioni relative ad una delle configurazioni che può assumere la fascia all'interno di una parete muraria e non dando nessuna indicazione sulla loro capacità deformativa.

In alcuni dei programmi presi in esame accade che le verifiche di resistenza sulle fasce di piano non vengano effettuate perché esse risultano già non soddisfatte per carichi verticali e quindi non si riesce ad eseguire la successiva analisi push-over. Ciò è dovuto al fatto che le verifiche sulle fasce sono condotte adottando le formulazioni riportate dalla norma che si riferiscono ai meccanismi che si generano all'interno della fascia di piano per effetto delle forze sismiche; tali formulazioni, invece, non sono adatte a descrivere il comportamento delle fasce per effetto dei soli carichi verticali. In questo caso le forze sono riportate ai maschi murari o attraverso un comportamento ad arco se prive di piattabande o attraverso l'azione della piattabanda in acciaio o in c.a. se essa è presente. **Un espediente per ovviare a tale problema potrebbe essere quello di considerare i carichi verticali agenti sulla fascia con due forze concentrate applicate all'estremità della stessa.**

➔ Si tratta di un problema che in passato AEDES ha più volte evidenziato, ed è molto importante che un documento ufficiale se ne sia occupato in modo esplicito. E' vero: anche in PCM è possibile che per la **verifica di sicurezza delle fasce svolta in Analisi Statica NON Sismica vi sia un esito negativo.**

Questo deriva dal considerare per la fascia un **comportamento a 'trave'**, svolgendo staticamente verifiche analoghe alle sismiche definite in §7.8.2.2.4.

Sotto l'azione del carico distribuito dovuto al solaio e al peso proprio, la fascia è soggetta a Taglio e a

Momento, generalmente in assenza di sforzo normale, ed è possibile che le verifiche a PressoFlessione e a Taglio non siano soddisfatte.

Dal punto di vista sismico, la conseguenza è notevole: in analisi lineare, si ottengono coefficienti di sicurezza praticamente nulli (già solo sotto carichi verticali la verifica della striscia risulta non soddisfatta, e quindi essa non è in grado di sostenere ulteriori sollecitazioni prodotte dalle azioni sismiche); in analisi pushover, le fasce vengono 'degradate' fin dal passo iniziale e l'accoppiamento fra i maschi si indebolisce, con successive possibili premature labilità.

→ Si può osservare che le **formulazioni della Normativa (§7.8.2.2.4)** si riferiscono propriamente ai meccanismi che si generano all'interno della fascia per effetto delle forze sismiche; queste formulazioni **non sembrano** invece **adatte a descrivere il comportamento delle fasce per effetto dei soli carichi verticali**. Sotto l'azione dei carichi verticali, le forze sono riportate ai maschi murari o attraverso un comportamento ad arco se prive di piattabande o attraverso l'azione della piattabanda in acciaio o in c.a. se presente.

Questa osservazione è stata resa ufficiale dal documento "Alcune considerazioni sull'utilizzo del software tecnico nella Ricostruzione dell'Abruzzo", di: Di Ludovico M., Fico R., Cordasco E.A., Prota A., Verderame G.M., Manfredi G., a cura dell'Università di Napoli Federico II e del Consorzio ReLUIS. Da tale documento è estratta l'immagine seguente, descrittiva del problema.

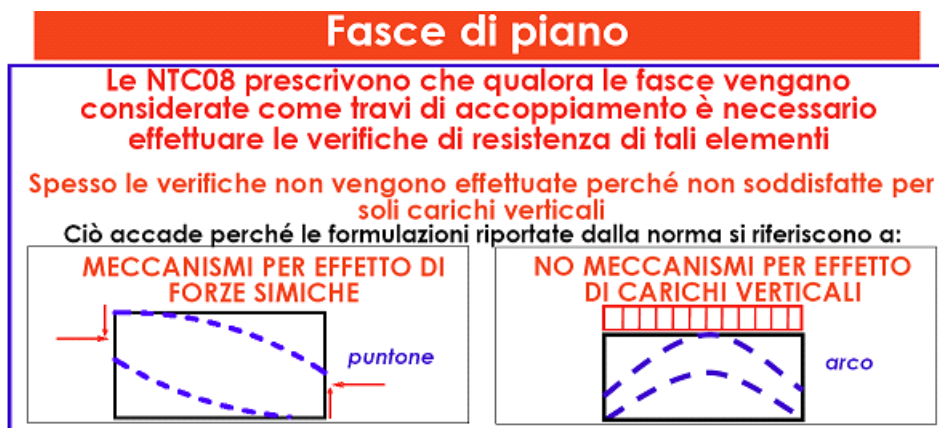


Fig. 5.2.3.1. Dal documento di riferimento:
comportamento delle fasce sotto forze sismiche e per carichi verticali

Come affermato nel documento citato, **una possibile soluzione** a questo problema di modellazione consiste nel **considerare i carichi verticali agenti sulla fascia come due forze concentrate applicate all'estremità della stessa**.

In PCM è possibile selezionare per ogni singola fascia la proprietà "**Comportamento ad arco**": in tal caso, la fascia, la cui lunghezza coincide con la luce deformabile, non partecipa alla ripartizione del carico di solaio. In tal modo, i carichi agiscono solo sui link rigidi che collegano le estremità della fascia ai maschi adiacenti, trasferendosi quindi direttamente sui maschi. Questo comportamento non interessa le travi, per le quali, ovviamente, il comportamento tagliante e flessionale a trave viene regolarmente considerato applicando il carico distribuito lungo la luce della trave stessa.

→ La proprietà "Comportamento ad arco" ha quindi in PCM il significato di: modalità di applicazione dei carichi verticali sulle strisce (e sui link orizzontali). Grazie a questa opzione, è possibile ovviare al problema di fasce per le quali non si riesce a soddisfare la

verifica statica, aderendo maggiormente alla realtà fisica dell'edificio.

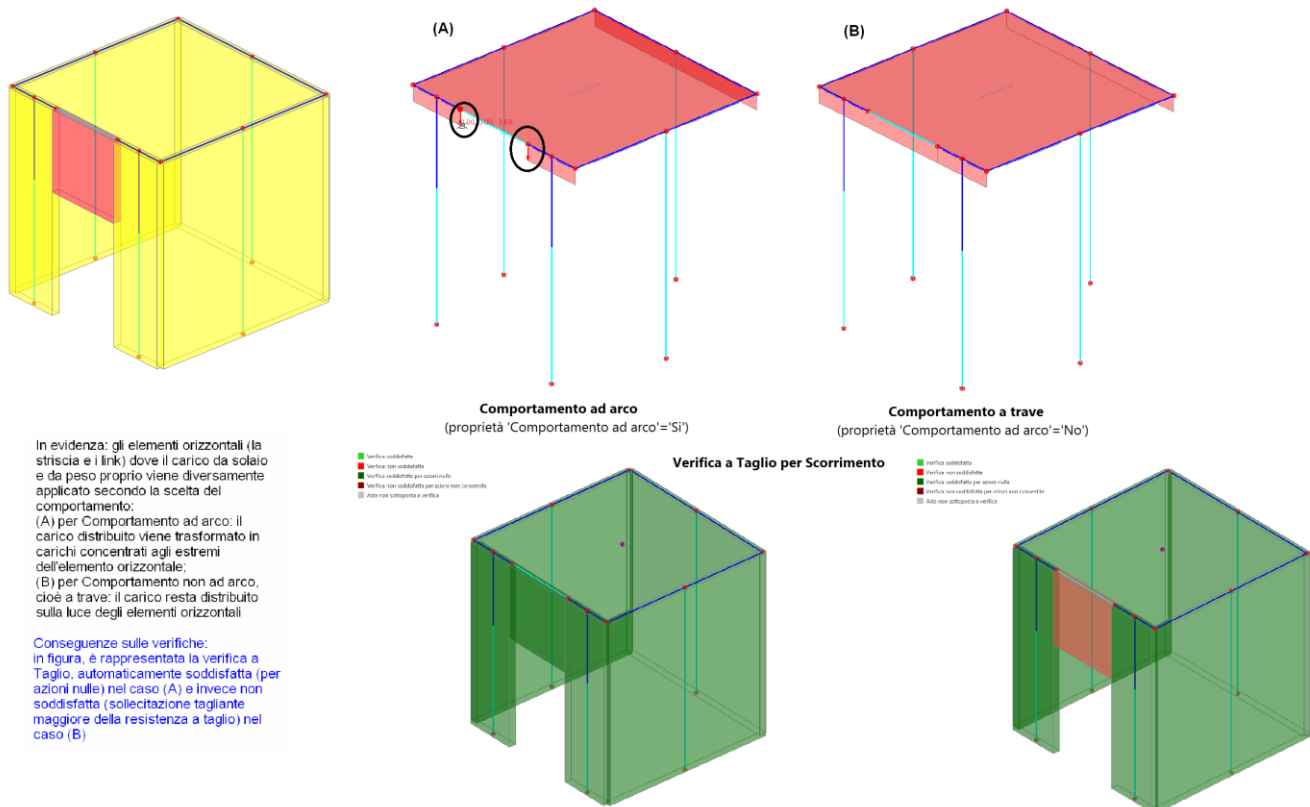


Fig. 5.2.3.2. Conseguenze della modellazione sulle verifiche di sicurezza delle fasce

N.B. Si deve comunque tenere presente che in ogni caso la fascia appartiene ad uno schema intelaiato: specialmente in edifici multipiano, gli effetti di deformazioni differenziali dei maschi di appoggio possono indurre azioni taglianti e flessionali di tipo statico sulla fascia anche se questa non è direttamente caricata lungo la sua luce, con possibile permanente difficoltà di verifica in analisi statica non sismica. La questione può essere affrontata, e generalmente risolta, con l'**Analisi per Fasi Costruttive**, proposta da PCM attraverso la modifica del vincolamento degli elementi strutturali in dipendenza dalle tipologie di carico. Nell'analisi per fasi costruttive il peso proprio delle strutture è visto come carico progressivamente agente, e non come carico sul telaio elastico, riservato ai carichi di esercizio (per maggiori approfondimenti sull'analisi per fasi costruttive si rimanda al Manuale di PCM). ■

Per le strisce murarie è possibile considerare diverse ipotesi, fra le quali la scelta ricade essenzialmente nei due casi sotto indicati:

- le strisce sono elementi 'deboli' (pendoli), poiché non sono dotate di armatura resistente a trazione: in questo caso, per una modellazione coerente si dovrebbero vincolare come bielle, e da questa scelta deriva la loro possibilità di esclusione dalle verifiche (la norma dice che le fasce sono da sottoporre a verifica quando siano in grado di comportarsi come 'vere e proprie travi di accoppiamento in muratura', §4.5.6 del D.M. 14.1.2008); da cui si deduce che se accade il contrario, è plausibile escluderle dalle verifiche (avendole considerate con vincolamento 'cerniera-cerniera'). Alla striscia (fascia muraria superiore) può corrispondere un sottofinestra del piano sovrastante, quando vi è un'apertura anche solo in parte corrispondente a quella del piano sottostante: in tal caso lo svincolamento a biella deve essere applicato anche al sottofinestra, il cui asse di calcolo coinciderà (anche solo parzialmente) con quello della striscia;

- le strisce sono elementi adeguatamente resistenti: in questo caso, la modellazione coerente prevede un loro mantenimento con vincolo effettivo di incastro-incastro, e l'inserimento, nella finestra delle proprietà del modello strutturale, delle aree di armatura, rappresentative di cordolo (As,estr) ed architravi (As,intr), e relativi copriferri; le armature vanno inserite entrambe per poter equiparare la striscia ad una vera e propria 'trave di accoppiamento in muratura', quindi per sottoporla a verifica in termini di domini di resistenza. Spesso può essere sufficiente anche un minimo di armatura per arrivare ad una verifica soddisfatta; tale procedura può adottarsi anche quando non vi sia in realtà uno dei due elementi (per es. in mancanza di cordolo, inserendo un minimo di armatura, per es. 2 $\Phi 10$, per considerare comunque l'effetto di ingranamento della muratura).

5.2.4. MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO

Un altro aspetto critico è la modellazione della rigidezza dell'impalcato nel proprio piano. Infatti nel costruito storico si riscontrano generalmente volte, **solai in legno o in travi di ferro e tavelloni, difficilmente considerabili come impalcati rigidi.**

La maggior parte dei programmi permettono di considerare gli **impalcati sia infinitamente deformabili che infinitamente rigidi**; solo alcuni consentono di valutare l'effettiva rigidezza dell'impalcato inserendo gli elementi strutturali di cui esso è costituito. In realtà **tale rigidezza finita è di difficile valutazione**, e comunque ancora oggetto di numerose ricerche e quindi affetta da possibili errori. **Pertanto allo stato attuale sembra opportuno valutare la capacità sismica della struttura considerando sia l'impalcato deformabile che l'impalcato rigido**, che rappresentano i due limiti estremi della fascia di comportamento meccanico in cui necessariamente è compresa la risposta effettiva della struttura. Tale approccio è però piuttosto oneroso e difficilmente viene effettuato. I progettisti, invece, nella maggior parte dei casi considerano l'impalcato infinitamente deformabile.

➔ **In PCM è molto semplice seguire l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido o infinitamente deformabile**, riducendosi questa scelta ad un check specificato nei Dati Piani e al conseguente ruolo dei nodi definiti come master, dove si concentrano le masse ad esso riferite nel caso di piano rigido; i nodi master diventano automaticamente uninfluenti nel caso di piani deformabili. Per ogni piano indipendentemente dall'altro è possibile scegliere l'impalcato rigido o deformabile.

PCM consente anche di definire, nello stesso impalcato, **zone rigide e zone deformabili**, sempre secondo lo schema di 'infinitamente rigido' e 'infinitamente deformabile'. Vi sono due modalità fondamentali: la definizione di solai rigidi (con contorno della maglia a comportamento rigido), per irrigidire alcune zone di impalcati deformabili; la proprietà 'Sempre massa locale' attivata per descrivere masse locali non riferite al nodo master, al fine di rendere deformabili zone di impalcati rigidi.

Resta confermata dal commento del documento di riferimento la validità della scelta di PCM di non definire una rigidezza finita di discutibile valutazione (è comunque possibile simulare una rigidezza finita d'impalcato collegando i nodi dei solai con controventi fittizi non infinitamente rigidi ma dotati di una propria rigidezza; tale tecnica deve essere usata con cautela, a causa delle motivazioni avanzate nel commento sopra riportato).

In fig. 5.2.4.1 è riportato il caso di un edificio con impalcati rigidi ai primi due livelli inferiori; i solai sono invece deformabili nel sottotetto e in copertura. Nella rappresentazione delle masse, la differenza di scala indica le masse più grandi concentrate nel nodo master ai livelli inferiori, e le masse nodali locali ai due livelli più elevati. La deformata modale evidenzia disassamenti negli impalcati non rigidi, mentre la deformazione si presenta rigida (conservazione della forma) negli impalcati rigidi.

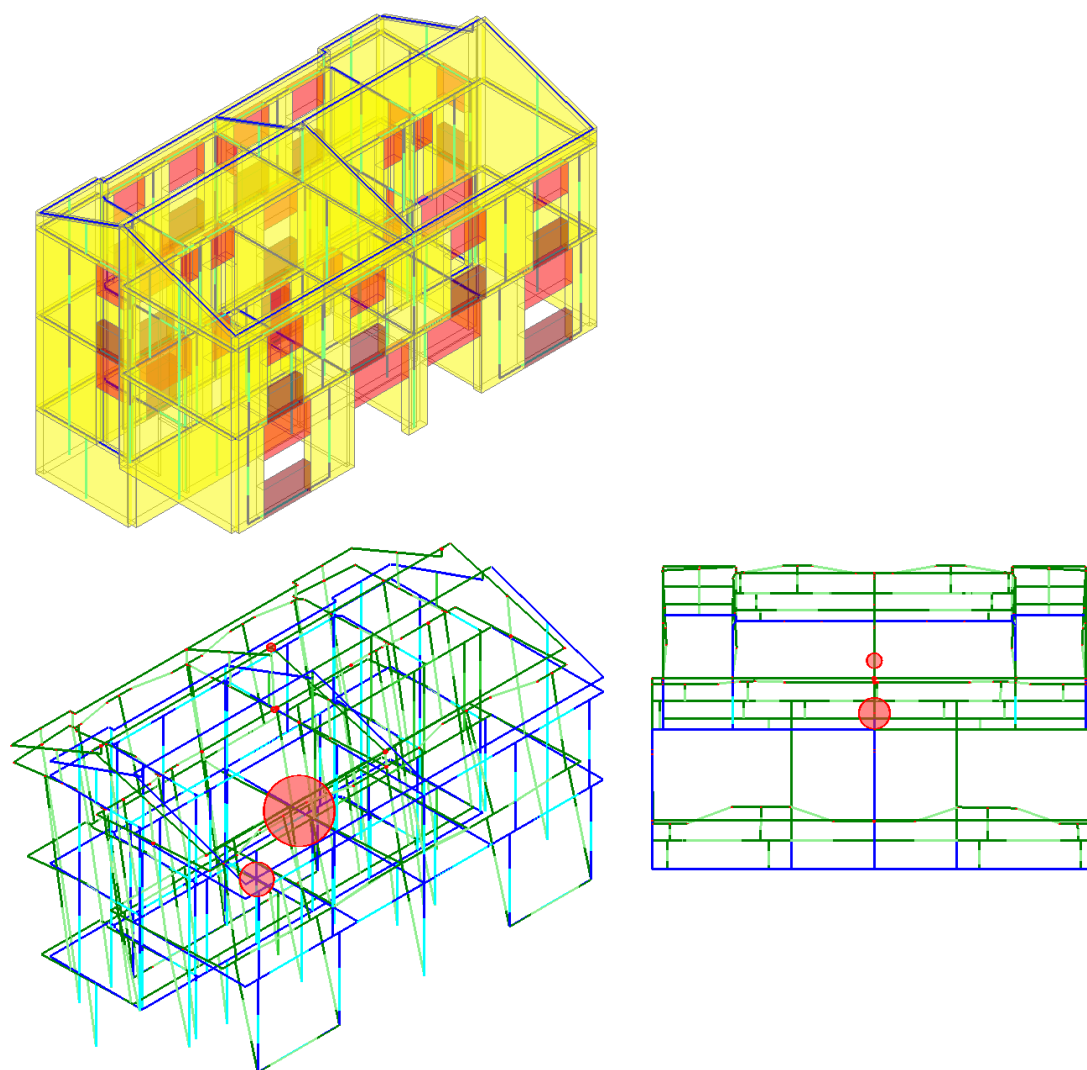


Fig. 5.2.4.1. Impalcati rigidi e deformabili nello stesso edificio

Una delle criticità connesse alla scelta dell'**impalcato flessibile** è l'**individuazione del punto di controllo**, necessario nel caso di analisi non lineari per diagrammare la curva di push-over. Infatti la **scelta di tale punto** può modificare notevolmente la curva di capacità dell'edificio e quindi anche la PGA risultante. A tale problema se ne aggiunge un altro di tipo operativo. Infatti molti programmi per definire il punto di controllo (spesso generato in automatico) richiedono che venga comunque assegnato un piano rigido. Pertanto, i progettisti sono costretti ad assegnare, anche in caso di piano manifestamente deformabile, un piano rigido in corrispondenza dell'ultimo impalcato o della parte sommitale dell'edificio, assegnando dei vincoli relativi tra vari telai e realizzando quindi una modellazione ibrida.

In realtà nel caso di impalcato infinitamente deformabile sarebbe possibile ovviare a tali problemi, non essendo necessaria la definizione del punto di controllo dell'intero edificio; infatti in tal caso le **pareti hanno un comportamento meccanico tra loro indipendente** e pertanto possono essere considerate separatamente, ognuna con il proprio punto di controllo (individuato sulla parete stessa), la curva di capacità e la corrispondente PGA. In tal caso la capacità sismica della struttura sarà determinata dalla parete più "debole" (con PGA più bassa).

La maggior parte dei programmi, però, almeno al momento, non consente di effettuare tali semplici operazioni.

Inoltre si deve osservare che spesso i progettisti adottano il modello di impalcato deformabile anche in presenza di solai "moderni" in laterocemento (del tipo SAP), realizzati dal 1940 in poi, che presentano generalmente una soletta superiore di 4-5 cm non armata o solo leggermente armata. Tale assunzione viene adottata in quanto tali impalcati non rispettano precisamente le indicazioni fornite dalla norma per considerare un impalcato rigido nel caso di edifici nuovi al par. 7.2.6. L'assunzione di impalcato deformabile per tali tipi di solai appare però troppo cautelativa e non corrispondente all'effettivo comportamento e quindi sembra opportuno che la norma definisca per gli edifici esistenti le tipologie di impalcati per le quali è possibile considerare un comportamento rigido (anche se in modo approssimato).

➔ Nel caso di impalcati deformabili (flessibili), **PCM non chiede la scelta di un punto di controllo, ma procede automaticamente considerando il baricentro delle masse di piano. Ad ogni passo della procedura pushover**, la posizione del baricentro verrà individuata dal baricentro delle masse spostate. Ciò costituisce la più naturale generalizzazione del punto di controllo adottato nel centro di massa (nodo master) nel caso di piano rigido.

Pertanto, in PCM non è assolutamente necessario definire un piano rigido in copertura. Ogni impalcato avrà la qualifica che deve avere, rigido o deformabile. Ed il punto di controllo, che sarà relativo ad un piano (non necessariamente quello in sommità, ad esempio in caso di torrioni o elevazione di piccole porzioni dell'edificio), sarà il nodo master se quel piano è rigido, o il baricentro se il piano è deformabile. La **modellazione per paramenti piani** è effettivamente consentita dalla Normativa ed è **possibile in PCM**: si faccia tuttavia attenzione che essa non risolverebbe comunque i problemi di tutti gli edifici con impalcato deformabile in sommità, in quanto molti edifici presentano coperture flessibili ma piani intermedi irrigiditi: pertanto, **la procedura più generale è quella adottata da PCM, con modello spaziale e impalcati rigidi e/o deformabili**. La modellazione per paramenti piani può essere efficacemente utilizzata solo in caso di impalcati deformabili a tutti i piani, e in tali casi può essere vantaggiosa (p.es. complessi edilizi storici di grande estensione con impalcati deformabili possono essere scomposti in paramenti piani).

5.2.5. ANALISI E CRITICITA' DEI RISULTATI

L'analisi dei risultanti assume un ruolo fondamentale perché da essa si possono desumere eventuali errori di modellazione, fase piuttosto delicata per un edificio in muratura. A tale scopo sarebbe di fondamentale importanza l'**esame dei diagrammi delle sollecitazioni** (per il modello a telaio) e dello stato tensionale (per il modello a shell), in modo da rendere consapevole il progettista delle conseguenze delle scelte adottate in fase di modellazione e per poterle modificare qualora i risultati non appaiano convincenti. Spesso invece, almeno i programmi per le murature non forniscono tali informazioni ma restituiscono direttamente grafici in cui vengono visualizzati i risultati in termini di verifiche soddisfatte o meno. **Inoltre i programmi che adottano la modellazione per piano non consentono di visualizzare neanche lo schema del telaio.**

➔ In analisi lineare PCM permette la **consultazione dei diagrammi di tutte le caratteristiche di sollecitazione**; in analisi non lineare, ad ogni passo è possibile consultare le sollecitazioni di tutti gli elementi, oltre agli spostamenti dei nodi. Qualunque sia la modalità di modellazione scelta (globale 3D, per interpiani 3D, per paramenti 2D) **PCM mostra sempre lo schema del telaio, evidenziando le aste con le zone rigide**.

Una volta modellata la struttura ed eseguite le analisi in alcuni casi si possono osservare risultati anomali che evidenziano un'eventuale modellazione non corretta. Nel dettaglio nel caso delle analisi dinamiche modali può accadere che i primi modi di vibrare siano piuttosto elevati ($2-3s$) anche se associati a masse partecipanti praticamente nulle. Ciò indica, generalmente, che potrebbero essere presenti nel modello elementi non ben vincolati.

→ **Per convalidare il modello inserito, AEDES consiglia sempre l'esecuzione in PCM dell'analisi modale**, prima delle analisi lineare e non lineare destinate alle verifiche di sicurezza.

In pratica, per determinare se la geometria ed i vincoli (esterni ed interni) sono correttamente descritti, è sufficiente inserire i soli pesi propri ed eseguire l'analisi modale: eventuali anomalie di modellazione verranno chiaramente evidenziate. Negli edifici esistenti con impalcati a parziale irrigidimento nel piano orizzontale, è sempre consigliabile eseguire l'analisi modale sia con piani rigidi sia con piani deformabili.

Nel caso delle analisi statiche non lineari si riscontrano diverse criticità. Le curve di push-over, dalle quali è possibile ricavare la vulnerabilità sismica in termini di PGA, spesso hanno andamenti piuttosto anomali, dovuti la maggior parte delle volte a problemi numerici o a passi di integrazione troppo elevati, che non permettono di descrivere l'effettivo comportamento non lineare della struttura.

In alcuni casi esse hanno un andamento elastico o elastico perfettamente plastico, che non riproducono il comportamento non lineare generalmente manifestato dagli edifici in muratura. In altri casi accade che la curva presenti perdite di resistenza già nella fase iniziale; tale situazione appare anomala, in quanto tali perdite di resistenza corrispondono il più delle volte alla rottura di un elemento (maschio o fascia di piano) che generalmente avviene in fase plastica, quando ormai l'edificio ha già raggiunto la resistenza massima ed è prossimo al collasso.

Un altro problema è connesso alla scelta dello **spostamento ultimo** in corrispondenza del quale si deve valutare la capacità sismica della struttura per lo SLV. La circolare 617/09 prevede al par. C/.8.1.5.4 che la capacità sismica della struttura allo SLU deve essere valutata "in corrispondenza dello spostamento, corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo".

In merito a tale aspetto, si deve notare che dalla norma non si evince con chiarezza se lo SLU è da intendersi come SLV o SLC. Pertanto, alcuni programmi valutano la capacità sismica della struttura considerando lo SLU indicato dalla norma come SLV, mentre altri programmi valutano il raggiungimento dello SLV in corrispondenza dello spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza, adottando il criterio generale valido per le altre tipologie strutturali, anche se in tal senso per gli edifici in muratura non viene data nessuna indicazione specifica dalla norma.

→ PCM opera in modo chiaro e specifico per la muratura, **identificando il calo del 20% rispetto al valore massimo** secondo le possibili modalità riportate in fig. 5.2.5.1. Nel caso in cui la curva termini in corrispondenza del valore massimo, senza scalini e conseguente tratto discendente, il punto ultimo viene necessariamente assunto pari all'ultimo punto del diagramma, corrispondente quindi alla forza massima (trattandosi di spostamento, accade talvolta che l'ultimo punto sia quello dopo un tratto perfettamente plastico, il tutto in completo accordo con la legge di comportamento delle pareti murarie).

Per quanto riguarda lo **stato limite ultimo di riferimento, SLU viene identificato con SLV**, anche in considerazione di quanto specificato in §C8.7.1.1: nell'ambito dei paragrafi dedicati alle costruzioni esistenti in muratura, si assume che il soddisfacimento della verifica a SLV implichi quello della verifica a SLC; se ne deduce che è SLV lo stato soggetto a verifica, e con esso si identifica lo stato in cui valutare lo spostamento ultimo citato in §7.8.1.6.

Sulla differenza fra SLV e SLC, si osservi che la scelta dello stato limite ultimo fra i due non condiziona la curva di capacità, che è una proprietà intrinseca dell'edificio esaminato, e di conseguenza neppure lo

spostamento ultimo (scelto appunto col criterio della caduta del 20%, secondo l'opzione selezionata in PCM dal Progettista). Successivamente all'elaborazione della curva, si può definire un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra capacità in termini di spostamento (lo spostamento ultimo della curva) e domanda in termini di spostamento (ricavata dallo spettro di risposta, condizionato dal valore di ag e quindi dello Stato Limite scelto - qui si inserirebbe la differenza fra SLV e SLC).

Indipendentemente dal coefficiente di sicurezza (e quindi da SLV o SLC), un procedimento iterativo sul periodo di ritorno (effettuato sui parametri di spettro riportati nel reticolo sismico di Normativa) determina la capacità in termini di PGA (o equivalentemente di TR) identificata col valore cui corrisponde il coefficiente di sicurezza unitario (cioè domanda sismica = spostamento ultimo). L'Indicatore di Rischio è infine definito dal rapporto fra la capacità in termini di PGA e la domanda in termini di PGA (e la domanda è, ancora, il parametro dipendente da SLV o SLC).

In definitiva: tutto il calcolo della curva di capacità e della capacità in termini di PGA non dipende da SLV o SLC: dallo stato limite ultimo scelto dipende solo la domanda e quindi l'Indicatore di Rischio.

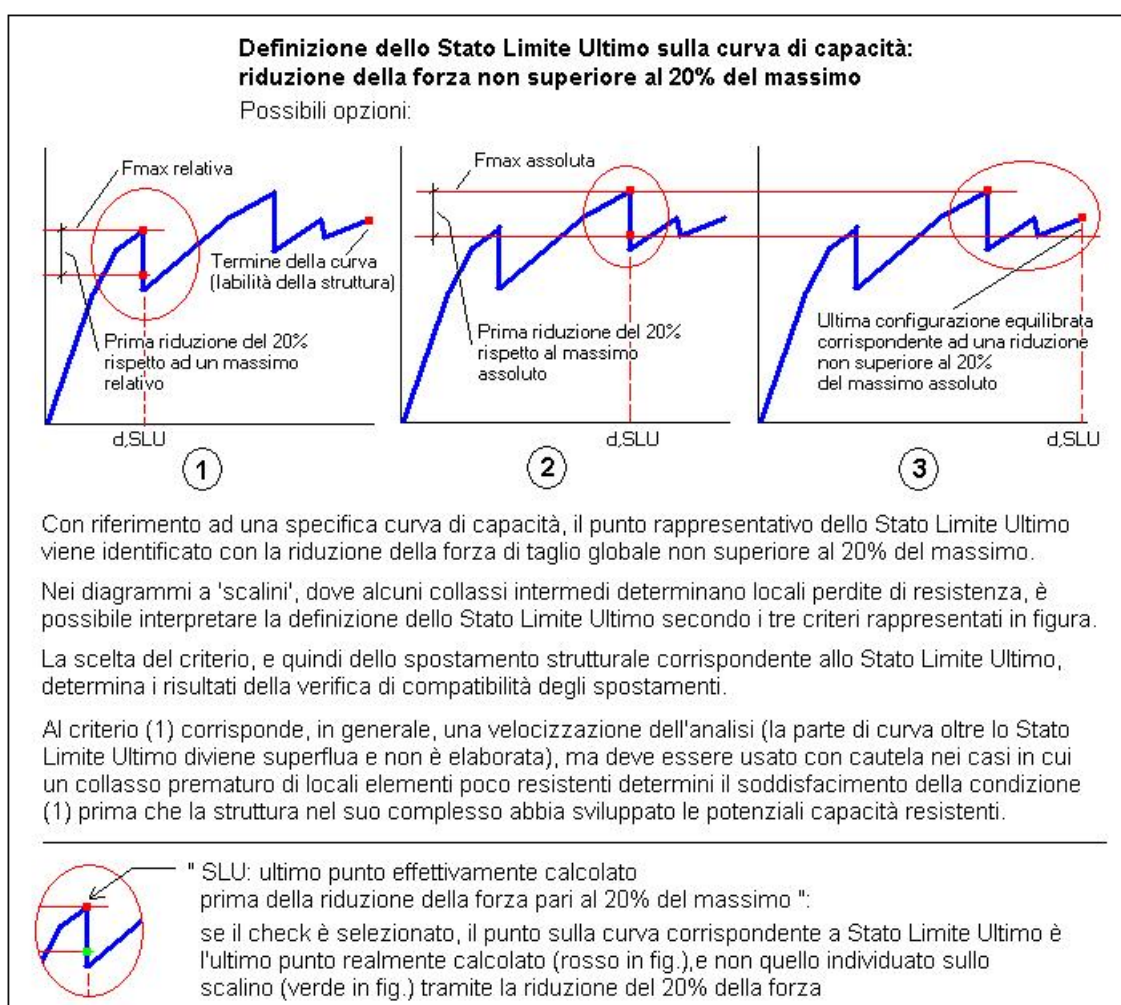


Fig. 5.2.5.1. Valutazione dello spostamento ultimo nella curva pushover

A questa questione se ne aggiunge un'altra di tipo operativa.

Un'altra criticità connessa ai risultati che si ottengono dalle curve di push-over è correlata ad un'indicazione della norma fornita per gli edifici in muratura nuovi secondo la quale nel caso in cui "il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico $[S_e(T^*) m^*]$ e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà $[F_y^*]$ ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3 la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta".

In base a tale istruzione alcuni programmi qualora si abbia che:

$$\frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} = q^* > 3$$

riportano che **"la verifica non è soddisfatta"**. Si deve però ricordare che q^* è strettamente connesso allo spostamento ultimo dalla struttura. Infatti si ha che :

$$\begin{aligned} \text{se } T_1 < T_c & \quad q^* = 1 - \left[\left(\frac{d_u}{d_y} - 1 \right) \frac{T_1}{T_c} \right] \\ \text{se } T_1 > T_c & \quad q^* = \frac{d_u}{d_y} \end{aligned}$$

In realtà la prescrizione fornita dalla norma indica che qualora si progetti un edificio nuovo non è possibile fare affidamento su $q^* > 3$ (ignorando la capacità o meno della struttura di raggiungere lo spostamento ultimo connesso al q^* richiesto) per sostenere il terremoto di progetto ed è quindi necessario aumentare la resistenza globale della struttura in caso contrario. Tale affermazione crea invece qualche perplessità nell'interpretazione quando deve essere applicata agli edifici esistenti, per i quali è necessario valutare la capacità sismica della struttura e non è necessariamente richiesto il raggiungimento dell'adeguamento sismico. In tal caso la capacità sismica della struttura deve essere valutata considerando che il q^* "disponibile" della struttura, connesso alla duttilità della stessa, non può essere superiore a 3.

Invece alcuni programmi riportano che la struttura non è verificata essendo q^* richiesto maggiore di 3 e poi valutano la capacità sismica della struttura considerando il q^* "disponibile" della struttura, anche qualora sia superiore a 3, portando così ad una stima della capacità sismica della struttura non in linea con le indicazioni di normativa. In tali casi il progettista, adottando i parametri che caratterizzano la curva di push-over, forniti dal programma, è costretto a valutare autonomamente la capacità sismica della struttura, considerando un q^* pari a 3.

➔ Relativamente al q^* , PCM opera nel modo seguente:

a) costruisce la curva di capacità ed esegue il confronto fra la capacità e la domanda in termini di spostamento ultimo: il **coefficiente di sicurezza** può essere ≥ 1 (verifica soddisfatta) o < 1 (verifica non soddisfatta);

b) parallelamente, calcola anche il fattore q^* relativo all'oscillatore monodimensionale equivalente elastoplastico: se $q^* > 3$ indica che la verifica non è soddisfatta;

c) per la ricerca della capacità in termini di PGA, il metodo iterativo citato procede accertando che le due condizioni siano entrambe soddisfatte: che cioè il coefficiente di sicurezza sia ≥ 1 e che q^* sia ≤ 3 .

In ogni caso, quindi, **PCM definisce Indicatori di Rischio che rispettano sempre la condizione che q^* sia ≤ 3** . Questa procedura operativa è chiara e in accordo con i contenuti normativi.

In fig. 5.2.5.2 è rappresentato un esempio di curva pushover con alcune osservazioni relative al calcolo di q^* . Si riporta, qui di seguito, un estratto dalla Relazione di Calcolo composta da PCM per l'analisi pushover (una freccetta rossa indica il punto dove si accenna al q^*).

Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover:

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto [§C7.3.4.1](#), viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (=spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico $S_e(T)$ e degli spettri di progetto per SLV e SLD è fornita in §3.2.3.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: $S_{De}(T_s) = S_e(T_s) * (T / 2\pi)^2$ (§3.2.3.2.3).

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), lo **Stato Limite di Danno** SLD è identificato con il punto caratterizzato dallo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati in §7.3.7.2 (per muratura ordinaria: 3 per mille dell'altezza di piano); lo **Stato Limite Ultimo** SLV coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo (§7.8.1.5.4).

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un **Coefficiente di Sicurezza**, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1 (la struttura è in grado di sostenere lo spostamento richiesto dall'evento sismico).

Per gli edifici in muratura, generalmente molto rigidi, la verifica di resistenza (stato limite ultimo) è più impegnativa rispetto alla verifica di deformabilità (stato limite di danno); per tale motivo, in generale la verifica allo stato limite ultimo fornisce coefficienti di sicurezza minori rispetto allo stato limite di danno.

I risultati di PCM riportano inoltre la capacità della struttura in termini di PGA: **PGA,CLV** e **PGA,DLV**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD. Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno TR e la probabilità di superamento P,VR relativa al periodo di riferimento VR. Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno TR: si varia il valore di TR fra gli estremi 30 e 2475 anni (estremi previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a_g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

1) la domanda di spostamento (dipendente dallo spettro, e quindi dai valori di TR, a_g e altri parametri correlati) deve essere \leq della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;

➔ 2) il valore di $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ deve essere ≤ 3.0 .

Qualora la verifica di sicurezza sia soddisfatta per TR=2475 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR \geq 2475 anni (il D.M. 14.1.2008, nell'Allegato A dispone che nell'analisi siano considerati solo valori di TR compresi fra 30 e 2475 anni). Analogamente, se la verifica di sicurezza non è soddisfatta per TR=30 anni, la capacità della struttura viene qualificata con TR \leq 30 anni; i limiti assunti per PGA corrispondono ai limiti minimo e massimo di TR, secondo le corrispondenze definite dal reticolo di riferimento (Tab. 1, All.A al D.M. 14.1.2008).

Si osservi che a_g indica l'accelerazione al suolo su suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita - nei Parametri di Calcolo - come a_g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA.

L'analisi statica non lineare eseguita da PCM fornisce inoltre il valore del **fattore di struttura q** (§7.8.1.3), attraverso il calcolo del rapporto α_u/α_1 dove:

α_1 = moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

$\alpha u = 90\%$ del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente.

I valori del fattore di struttura sono i seguenti:

- per edifici nuovi: $q = q_0 KR$ (§7.3.1), dove:

per costruzioni in muratura ordinaria: $q_0 = 2.0 \alpha u / \alpha_1$; per costruzioni in muratura armata: $q_0 = 2.5 \alpha u / \alpha_1$;

per costruzioni in muratura armata progettati secondo il criterio di Gerarchia delle Resistenze: $q_0 = 3.0 \alpha u / \alpha_1$. $KR=1$ per edifici regolari in altezza; 0.8 altrimenti.

In ogni caso, $\alpha u / \alpha_1$ non può essere assunto maggiore di 2.5.



Fig. 5.2.5.2. q^* per la verifica di sicurezza per SLV e per il calcolo dell'Indicatore di Rischio Sismico

5.2.6. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO PER IL COMPORTAMENTO SISMICO NEL PIANO

Nella maggior parte degli edifici viene previsto sulle pareti murarie il placcaggio con intonaco armato e/o l'iniezione di miscele leganti.

Per entrambe gli interventi la circolare 617 fornisce coefficienti correttivi da applicare sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici in funzione della tipologia muraria.

Nel caso in cui vengano realizzati entrambi gli interventi i programmi tengono conto di entrambi i coefficienti incrementativi; questo anche perché la norma non fornisce nessuna indicazione nel caso in cui tali interventi vengano previsti simultaneamente. Sembra, però, che adottare entrambi i coefficienti possa portare a sovrastimare le capacità meccaniche della muratura rinforzata.

Infatti, la realizzazione dell'intonaco armato richiede necessariamente, per il collegamento delle due fodere, la realizzazione di perforazioni armate ed iniettate, disposte ad un passo non troppo elevato. Pertanto l'esecuzione dell'intonaco armato comporta, nella sostanza, anche la realizzazione di iniezioni di miscele leganti nella muratura, quanto meno parziali, ciò soprattutto nel caso di murature caotiche.

→ PCM consente l'adozione di entrambi i coefficienti, nel caso in cui si specifichi il rinforzo sia con iniezioni sia con intonaco armato, perché come giustamente osservato ciò non è in contrasto con la Norma. Tuttavia, l'aspetto fondamentale da considerare è che nessuna amplificazione è obbligatoria o non controllabile: in PCM il Progettista può selezionare gli interventi indipendentemente l'uno dall'altro e per ogni singolo elemento murario; qualora le amplificazioni proposte, in linea con i coefficienti normativi, non dovessero essere ritenute adeguate, è sempre possibile definire un apposito materiale con i parametri desiderati. **Tutti i parametri descrittivi dei moduli elastici e delle resistenze sono quindi sotto il pieno controllo da parte del Progettista.**

In relazione al solo intervento di intonaco armato spesso accade che esso venga realizzato su tipologie murarie "moderne", come ad esempio murature in blocchi di cls forati o pieni (molto frequenti nel territorio aquilano), per le quali non viene previsto dalla circolare 617 nessun coefficiente a seguito di tale intervento. Spesso i programmi e i progettisti per tenere conto in qualche modo di tale intervento considerano un fattore incrementativo pari ad 1.5 o 1.2, non supportato né da studi sperimentali né dalle indicazioni di norma.

→ I **coefficienti correttivi** proposti da PCM coincidono con quelli di Normativa (Tab. C8A.2.2). Per l'intonaco armato (e per la malta buona) vengono inoltre proposti coefficienti pari a 1.3 in accordo con la Tab. 11.D.2 di OPCM 3431/2005 relativamente alle ultime 5 tipologie di materiale murario in tabella, scomparse nel testo della Circolare 617 (per tutti gli altri valori, le due tabelle coincidono e quindi si possono considerare 'equivalenti').

La tabella 11.D.2, in quanto riportata in un documento normativo esistente, può essere presa come riferimento per le tipologie assenti nella Tab. C8A.2.2; in PCM resta sempre la possibilità di non applicare coefficienti correttivi ai materiali non citati dalla Circolare o comunque di definire opportunamente nuovi materiali. **Tutte le proposte di PCM sono trasparenti e lasciano libertà di modifica.**

Accade poi in relazione a tale intervento che, nonostante le indicazioni della norma, alcuni programmi tengono conto del placcaggio effettuato con l'intonaco armato effettuando le verifiche sulla muratura rinforzata come se fosse una muratura armata, attribuendole quindi una capacità di resistere a trazione e a taglio che generalmente non ha. Infatti raramente l'armatura viene disposta all'interno delle paretine in cls in linea con le prescrizioni delle NTC08 per le armature nel caso di muratura armata. In questo modo si ha che nel modello non si riesce a descrivere l'effettivo comportamento della muratura a seguito del rinforzo e che se non essendo previsti opportuni accorgimenti nella realizzazione dell'intonaco armato la capacità sismica dell'edificio a seguito dell'intervento può essere notevolmente sovrastimata.

→ **PCM non esegue verifiche 'a muratura armata' per pareti consolidate con intonaco armato.** Nel caso di pareti consolidate col sistema CAM, vengono effettuate verifiche utilizzando Domini di Resistenza a pressoflessione che tengono conto dei nastri in acciaio, in completo accordo con le specifiche disposizioni del CAM.

Un altro intervento molto adottato è il placcaggio delle murature con reti in FRP. Per esso, innovativo rispetto a quello di intonaco armato, la circolare non fornisce nessun coefficiente incrementativo. La maggior parte dei programmi tiene conto di tale intervento come se fosse intonaco armato, e quindi alcuni adottano gli stessi coefficienti incrementativi dell'intonaco armato e altri schematizzano la muratura rinforzata con reti in FRP come una muratura armata. In entrambi i casi il comportamento della muratura rinforzata non viene modellato in modo corretto. Pertanto è necessario che il progettista definisca in modo autonomo le caratteristiche meccaniche della muratura rinforzata assumendo un incremento dei soli

parametri di resistenza in relazione ai valori ricavati dagli studi sperimentali condotti su tipologie murarie simili a quelle sulle quali si interviene.

→ **PCM prevede uno specifico tipo di intervento qualificato come 'Reti FRP e altro'** che consente la definizione dei parametri meccanici della muratura conseguiti grazie a questo intervento. Per approfondimenti si rimanda alla 'Guida rapida per gli interventi di consolidamento', documento contenuto nella manualistica di PCM.

5.2.7. CONCLUSIONI

L'attività istruttoria svolta dal consorzio ReLUIIS, di revisione ed approvazione di migliaia di progetti di recupero degli edifici danneggiati dal sisma de L'Aquila, ha consentito di indagare molte criticità derivanti dall'uso dei software di calcolo nel rispetto delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Il complesso rapporto normativa-progettista-software, che ha visto una nuova genesi all'indomani del terremoto dell'Abruzzo del 6 aprile 2009, necessita sicuramente di ulteriore sviluppo e approfondimento al fine di poter raggiungere la piena maturazione, com'è logico attendersi per una sfida di portata così ampia e complessa.

→ Come illustrato in dettaglio ai punti precedenti, **PCM rispetta le osservazioni proposte nel documento, e si presenta quindi pienamente idoneo per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza nell'ambito del processo di Ricostruzione post-sismica.** Il criterio operativo fondamentale proposto da AEDES resta il **completo controllo su tutti i dati in input (geometria, vincoli, materiali, carichi)** in modo tale che il Progettista possa adeguatamente modellare l'edificio e ricavare quindi risultati attendibili dalle analisi strutturali.