

# Il Codice RAN per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura

N. Augenti<sup>1</sup>, F. Parisi<sup>2</sup>, E. Acconcia<sup>3</sup> ■

## Sommario

Negli ultimi anni sono state sviluppate diverse procedure per la modellazione e l'analisi di edifici in muratura. È stata riconosciuta, peraltro, la notevole efficacia dei *metodi statici non lineari* per la valutazione delle prestazioni sismiche in termini di resistenza e di spostamento. La consapevolezza dello stretto legame che intercorre tra le distorsioni impresse dal terremoto e il danneggiamento strutturale, nonché la necessità di condurre *analisi in controllo di spostamenti* per predire la risposta sismica in condizioni di avanzato degrado di resistenza, hanno portato gli autori della presente memoria a formulare una nuova strategia di modellazione e di analisi non lineare degli edifici in muratura. Nel presente articolo vengono trattati gli aspetti salienti connessi a tale metodologia di analisi attraverso una modellazione delle pareti ai *macro-elementi*, con parti-

colare riferimento ad un nuovo programma di calcolo, il "Codice RAN", concepito specificamente per la progettazione e la verifica di edifici in muratura. Ai fini della valutazione della risposta sismica non lineare, è stato proposto un nuovo tipo di macro-elemento murario che evolve con lo stato di deformazione corrente in funzione delle diverse fonti di non linearità meccaniche e geometriche presenti. La *curva di capacità* della struttura viene determinata attraverso una specifica procedura di analisi in controllo di spostamenti, che consente di valutare la risposta globale dell'edificio a partire da quella locale di ciascun pannello, secondo un approccio puramente meccanico basato sulle deformazioni. La nota si conclude con un'applicazione numerica su di un edificio a tre piani e con la discussione dei risultati ottenuti al variare della direzione dell'azione sismica.

## 1. Introduzione

L'analisi non lineare costituisce uno strumento essenziale per una valutazione affidabile e realistica delle prestazioni sismiche di edifici in muratura. In particolare, negli ultimi dieci anni si sono verificati significativi progressi nella predizione della risposta sismica attraverso l'impiego di *procedure statiche non lineari*. L'applicazione di metodi semplificati per la stima della capacità sismica, in termini di resistenza e di spostamento attraverso analisi statiche incrementali, ha consentito così di non dover ricorrere a complesse, seppur rigorose, analisi dinamiche non lineari. Tale vantaggio risulta ancora più evidente se si pensa alle notevoli difficoltà legate alla selezione e allo *scaling* dell'input sismico, alla definizione di modelli isteretici evolutivi e all'interpretazione dei risultati, problemi di Ingegneria Sismica tuttora

aperti, soprattutto con riferimento alle costruzioni in muratura.

La validazione di metodi di analisi statica non lineare per modelli ai *macro-elementi*, piuttosto che per modelli agli *elementi finiti*, si coniuga bene tra l'altro con l'esigenza professionale di valutare la risposta delle strutture rispetto a differenti livelli prestazionali, secondo la filosofia del *Performance-Based Assessment* (PBA), ormai recepito dalle norme antisismiche più evolute (CEN, 2004; ATC, 2005; MIT, 2008). Proprio in tale contesto, gli studi teorici e sperimentali condotti da alcuni degli autori nell'ambito della Linea 1 del Progetto di Ricerca ReLUIS-DPC 2005-2008 finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile, hanno mirato alla formulazione di nuovi modelli semplificati ai macro-elementi e di procedure di analisi sismica per gli edifici in muratura delle tipologie ricorrenti.

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II - ✉ augenti@unina.it

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II - ✉ fulvio.pari@unina.it

<sup>3</sup> Libero Professionista - ✉ elia@studioacconcia.it

## 2. Modellazione strutturale degli edifici in muratura

Gli edifici costituiti da pareti forate sufficientemente "regolari" (ovvero dotate di aperture pressoché allineate sia in direzione orizzontale che verticale) possono essere analizzati mediante approcci semplificati che consentono, tuttavia, di cogliere gli aspetti salienti della risposta sismica. In particolare, ciascuna parete muraria può essere discretizzata in elementi bidimensionali denominati *macro-elementi*, o più semplicemente *pannelli*, la cui resistenza e deformabilità dipendono sia dal comportamento a taglio che da quello a presso-flessione. In presenza di elementi di collegamento (quali cordoli o catene) e di impalcati rigidi nel proprio piano, le pareti si possono considerare tra loro solidali (comportamento "scatolare" sotto azioni sismiche) ed è lecito, quindi, valutare sollecitazioni e deformazioni attraverso un'analisi tridimensionale dell'intero edificio. In assenza di tali collegamenti, ciascuna parete può essere analizzata separatamente dalle altre assumendo che le azioni sismiche ad essa applicate siano proporzionali alle sole masse di competenza. In ogni caso le pareti possono essere modellate, senza particolari difficoltà, effettuando semplici discretizzazioni e assegnando ai singoli pannelli adeguate capacità di resistenza e di deformabilità. Analisi sismiche differenti debbono poi effettuarsi per verificare la sicurezza nei confronti di possibili meccanismi di collasso locale al di fuori del piano delle pareti, ma la loro discussione non rientra nello scopo del presente articolo.

### 2.1 La modellazione a macro-elementi

La modellazione delle singole pareti murarie può essere effettuata in accordo con quanto previsto nella versione originaria del metodo RAN (Augenti, 2000), che ha tratto origine dagli studi effettuati da Raiheth e Augenti (RAN è infatti l'acronimo dei nomi Raiheth Aldo e Augenti Nicola). Prolungando le linee di contorno dei vani si possono individuare: strisce orizzontali di muratura costituite dalle *fasce di*

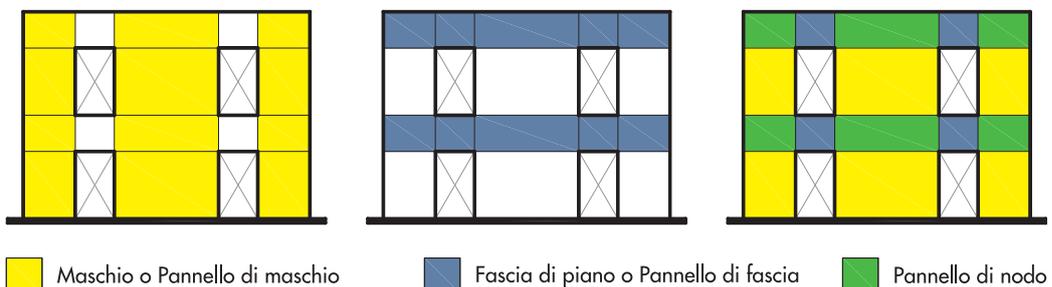
*piano*, che trasferiscono i carichi (orizzontali e verticali) agenti sugli impalcati agli elementi portanti verticali; strisce verticali murarie costituite dai *maschi*, cui è deputata la funzione di trasferire alle fondazioni le risultanti delle azioni provenienti dalle fasce di piano (Fig. 1).

L'intersezione di tali strisce individua tre distinte tipologie di macro-elementi murari che assolvono funzioni differenti: i *pannelli di maschio*, compresi tra due fasce di piano successive; i *pannelli di fascia*, compresi tra due maschi murari consecutivi; i *pannelli di nodo*, costituiti dall'intersezione tra maschi murari e fasce di piano. Una modellazione geometrica più accurata dei pannelli di maschio può effettuarsi assumendo per essi un'altezza efficace diversa dall'altezza dei vani adiacenti, secondo quanto proposto da Dolce (1991) sulla base di analisi numeriche. Quest'assunzione risulta particolarmente utile soprattutto nel caso dei pannelli di maschio ubicati alle estremità delle pareti murarie.

Le fasce di piano esercitano una notevole influenza sul comportamento sismico delle pareti, ma una descrizione analitica delle loro capacità di resistenza e di deformabilità, in campo non lineare, risulta alquanto complessa. Di contro, il comportamento dei pannelli di maschio può essere simulato, senza particolari difficoltà, sfruttando anche la notevole mole di risultati sperimentali disponibili. Assumendo i pannelli di nodo rigidi e sufficientemente resistenti sino al collasso, la modellazione delle pareti può essere ricondotta alla caratterizzazione del comportamento meccanico esibito dai pannelli di fascia e dai pannelli di maschio.

A tal fine, è stato proposto un nuovo macro-elemento la cui risposta a presso-flessione e a taglio viene descritta mediante un approccio puramente meccanico basato sulle deformazioni. Nel corso di un'analisi non lineare ciò consente di controllare "al passo" non solo gli spostamenti, ma anche le deformazioni dei singoli pannelli e, dunque, di verificare i requisiti prestazionali del PBA.

Fig. 1  
Modellazione a macro-elementi di una parete forata regolare in muratura.



## 2.2 Il comportamento meccanico del macro-elemento evolutivo a plasticità diffusa

Sia per i pannelli di *maschio* che per quelli di *fascia* è possibile adottare un macro-elemento le cui capacità di resistenza e di deformabilità evolvono con lo stato di deformazione, per effetto della progressiva fessurazione e plasticizzazione della muratura. Ovviamente, il modello analitico deve includere, sia le differenze di comportamento meccanico (dovute alle diverse tessiture e condizioni di sollecitazione delle fasce di piano rispetto ai maschi), sia le diverse condizioni di vincolo cui sono sottoposti i differenti pannelli murari (anch'esse variabili con lo stato di deformazione).

In una modellazione a "plasticità diffusa", la differente risposta meccanica a compressione monoassiale della muratura nelle direzioni parallela e ortogonale ai letti di malta (rispettivamente per i pannelli di fascia e per quelli di maschio), può essere simulata adottando differenti *legami costitutivi* non lineari. Nei modelli a "plasticità concentrata", ove il comportamento di ciascun macro-elemento viene descritto direttamente mediante legami taglio – spostamento relativo multi-lineari (in accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, di seguito indicate con l'acronimo NTC), ci si limita all'adozione di diversi valori di resistenza a compressione.

Gli studi condotti dagli scriventi hanno mirato, innanzitutto, alla definizione di un *macro-elemento evolutivo a plasticità diffusa*, la cui geometria varia con lo stato corrente di deformazione in seguito alla fessurazione della muratura e la cui risposta è condizionata dal comportamento non lineare del "materiale" (ipotizzato come un continuo omogeneo equivalente), dal campo elastico a quello plastico. Le capacità di resistenza e di spostamento del singolo macro-elemento sono definite integrando lo

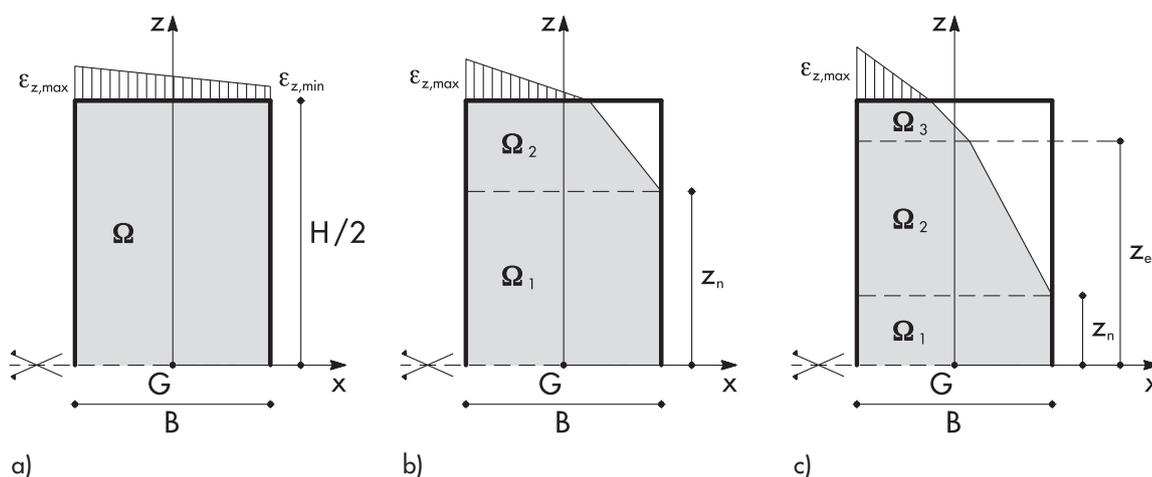
stato di deformazione e considerando esplicitamente il legame costitutivo della muratura, condizionata dalla *micro-fessurazione* elastica in compressione e dal fenomeno dello *strain-softening*, consistente in un degrado di resistenza all'aumentare delle deformazioni plastiche.

La figura 2 fornisce un'interpretazione semplificata dell'evoluzione geometrica subita dal macro-elemento in termini di regioni interne effettivamente reagenti: il caso (a) schematizza il comportamento elastico in condizioni non fessurate; il caso (b) modella il comportamento elastico in condizioni fessurate; il caso (c) rappresenta il comportamento elasto-plastico in condizioni fessurate. Tale evoluzione viene collegata, per semplicità, ad una variazione dello stato deformativo indotto dal regime di presso-flessione, trascurando quella legata al regime tagliante e assumendo un valore nullo della resistenza a trazione per flessione della muratura.

Quando, per effetto della domanda di spostamento relativo sul pannello murario, la sezione di estremità maggiormente sollecitata risulta interamente reagente in presenza di deformazioni estensionali di sola compressione, il macro-elemento fronteggia interamente l'azione applicata senza subire alcuna parzializzazione o modifica rispetto alla sua geometria nominale (Fig. 2a). In tale caso, la regione  $\Omega$  effettivamente reagente coincide con l'intero pannello murario, supposto di geometria rettangolare. È possibile dimostrare analiticamente che, assumendo una condizione di vincolo con rotazioni impedito alle estremità, il contributo flessionale alla capacità di spostamento del pannello può essere espresso come prodotto della deformazione estensionale massima della sezione di estremità per la semialtezza del pannello. Nel caso di pannello vincolato "a mensola" tale capacità si raddoppia.

All'aumentare della domanda di spostamento

Fig. 2  
Evoluzione del macro-elemento con lo stato di deformazione.



relativo sul macro-elemento, si verifica una progressiva parzializzazione di alcune sezioni trasversali per il sopraggiungere di deformazioni di trazione incompatibili con l'integrità della muratura. Si configura, così, un fuso reagente interno la cui geometria può essere approssimata in modo da considerare la regione  $\Omega$  come somma di due sotto-regioni  $\Omega_1$  e  $\Omega_2$  (Fig. 2b): la prima dotata di comportamento elastico con sola non linearità meccanica; la seconda, a comportamento elastico caratterizzato anche da non linearità geometrica (a causa della dipendenza della geometria dallo stato di deformazione applicato). In tali condizioni la resistenza e la capacità di spostamento del pannello aumentano, ma la determinazione analitica del contributo flessionale allo spostamento relativo risulta meno agevole rispetto al caso di macro-elemento interamente reagente.

Quando sulla sezione di estremità più sollecitata la deformazione estensionale massima attinge il limite di plasticizzazione, all'interno del pannello murario si può individuare una terza sotto-regione  $\Omega_3$  (Fig. 2c), cui corrisponde uno stato di deformazione permanente che determina modifiche irreversibili delle proprietà meccaniche. Si verifica, dunque, un ulteriore incremento della resistenza e della capacità di spostamento che si esaurisce quando la deformazione estensionale massima sulla sezione maggiormente cimentata raggiunge il valore ultimo definito nel modello costitutivo della muratura. La definizione della geometria evolutiva, ossia delle quote  $z_n$  e  $z_e$  (Figg. 2b e 2c) e della larghezza di sezione reagente, viene effettuata risolvendo le equazioni di equilibrio agli stati limite di fessurazione ed elastico, secondo quanto discusso nel testo di Augenti (2000).

In ciascuno degli stati di deformazione citati, la capacità di spostamento esibita dal pannello viene riguardata come somma di due contributi. Il primo è legato al regime di presso-flessione e, nell'ambito dell'approccio "alle deformazioni" adottato, si determina mediante espressioni ottenute per integrazione doppia, in forma chiusa, delle deformazioni estensionali sui domini rappresentati in figura 2. Il secondo contributo alla capacità di spostamento è relativo alla deformazione tagliante subita dal pannello e, attualmente, può essere valutato soltanto mediante un approccio "alle tensioni" basato sull'integrazione degli scorrimenti angolari medi lungo l'altezza.

Il comportamento a presso-flessione e a taglio del macro-elemento viene definito analiticamente mediante *domini di resistenza* (taglio-sforzo normale) e *curve caratteristiche* (taglio-

spostamento relativo) le cui equazioni descrittive contengono, sia la non linearità meccanica della muratura (inclusa nel modello costitutivo assunto), sia la non linearità geometrica dovuta alla fessurazione. Mentre per la valutazione della resistenza a taglio, da trazione e da scorrimento, si può fare ancora riferimento ai criteri di resistenza e alle relative equazioni diffusamente descritti in letteratura unitamente alle rispettive modalità di danneggiamento (Magenes e Calvi, 1997; Augenti, 2000), per la determinazione della resistenza a presso-flessione sono stati compiuti alcuni progressi distinguendo i pannelli di maschio da quelli di fascia. È utile osservare che la sovrapposizione dei domini di resistenza a taglio e a presso-flessione consente di individuare per quale valore del taglio sopraggiunge l'uno o l'altro tipo di crisi nel pannello murario sollecitato dallo sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali e alle azioni sismiche agenti sulla struttura. L'impiego di curve caratteristiche permette, infine, di legare lo sforzo di taglio applicato allo spostamento relativo duale, individuando l'attingimento dei diversi stati limite definiti mediante i domini di resistenza.

### 2.3 Pannelli di maschio

La resistenza a presso-flessione dei pannelli di maschio è stata studiata recentemente tenendo conto anche della diretta influenza del modello costitutivo assunto per la muratura (Augenti e Parisi, 2009b). In particolare, tra i legami tensione-deformazione disponibili in letteratura al momento in cui è stato implementato il metodo RAN, il legame proposto da Turnšek e Čačovič (1971) sembrava quello maggiormente affidabile poiché consentiva di tenere conto anche del degrado di resistenza associato allo *strain-softening* della muratura. È stato, peraltro, dimostrato analiticamente come l'integrazione di tale legame conduca ad un'equazione  $V = V(N)$  pressoché identica a quella ottenuta da Fusier e Vignoli (1993) mediante analisi di regressione di dati sperimentali. In tempi recentissimi, successivi al completamento del lavoro che si espone nella presente nota, Augenti e Parisi (2010a) hanno ricavato nuovi legami costitutivi capaci di descrivere in modo più accurato il comportamento post-elastico della muratura, anche in presenza di grandi deformazioni. In figura 3 è riportato un confronto tra il legame ottenuto e quelli maggiormente accreditati in letteratura (per una migliore comprensione è stato riportato in rosso il legame Augenti & Parisi e in blu il legame Turnšek e Čačovič). L'implementazione dei legami costitutivi anzidetti nelle equazioni di equilibrio

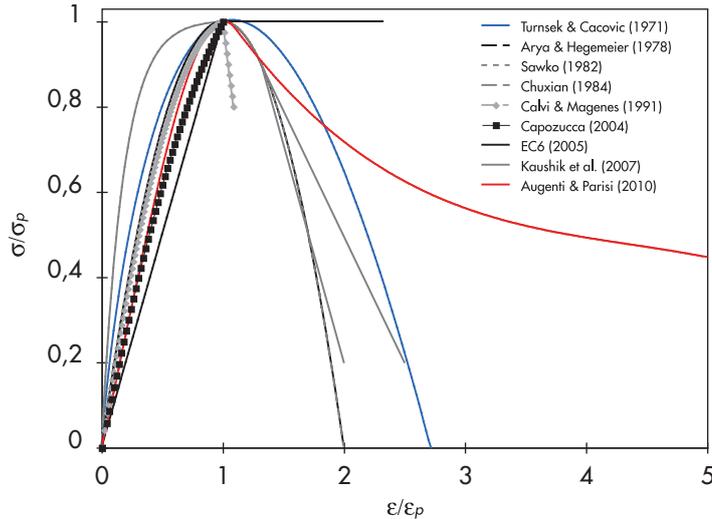


Fig. 3  
Confronto tra legami costitutivi in compressione monoassiale.

di sezioni in muratura ordinaria ha consentito di ricavare le equazioni che definiscono le frontiere dei domini di resistenza a presso-flessione agli stati limite di fessurazione, elastico e ultimo.

#### 2.4 Pannelli di fascia

Mentre per i pannelli di maschio le condizioni di vincolo si possono considerare intermedie tra quella con rotazioni impedito ad entrambe le estremità e quella "a mensola", per i pannelli di fascia la valutazione delle condizioni al contorno rimane ancora un problema aperto sul quale, solamente da poco tempo, si è iniziato ad indagare attraverso campagne sperimentali mirate (Gattesco et al., 2009; Augenti et al., 2010; Dazio e Beyer, 2010). Analisi teoriche condotte negli ultimi anni hanno consentito di ottenere domini a presso-flessione specifici per i pannelli di fascia tenendo conto, tra l'altro, della resistenza a trazione per flessione della mura-

tura (Cattari e Lagomarsino, 2008) e della duttilità di deformazione richiesta in processi di carico incrementali (Augenti e Parisi, 2010b). Le equazioni proposte da Augenti (2007) hanno consentito di definire domini tridimensionali indipendenti dalle condizioni di vincolo sulle sezioni estreme del pannello di fascia che sono stati implementati nel "Codice RAN" (cfr. § 4) per condurre verifiche a presso-flessione.

Nella figura 4 è possibile osservare il dominio di interazione N - V - e (sforzo normale - taglio - eccentricità) tracciato per la sezione di estremità di un pannello di fascia avente dimensioni 90 x 140 x 60 cm<sup>3</sup>, sollecitato da azioni esterne di valore nullo. L'assunzione di azioni esterne nulle equivale a trascurare le azioni flessionali e taglianti dovute al peso proprio e al carico trasferito dall'impalcato che eventualmente grava sulla parete.

Ai fini della resistenza a presso-flessione, la pre-

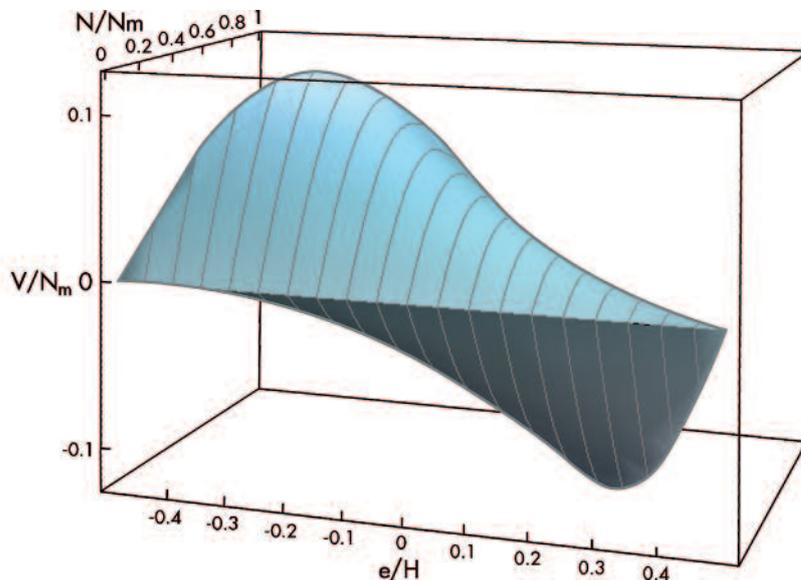
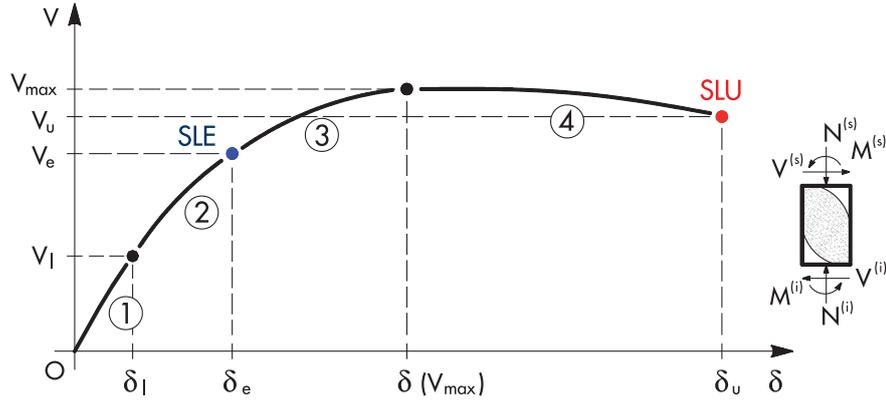


Fig. 4  
Dominio di resistenza a presso-flessione di un pannello di fascia.

Fig. 5  
Curva caratteristica di un pannello murario vulnerabile a pressoflessione.



senza di tali azioni non induce modifiche sostanziali nel comportamento del macro-elemento, ma solo modeste traslazioni del dominio di resistenza lungo gli assi coordinati del taglio  $V$  e dello sforzo normale  $N$ .

A partire dal dominio tridimensionale è possibile, ovviamente, ricavare quelli bidimensionali  $V - N$ , e  $-V$  ed  $N - e$ , mantenendo costanti (rispettivamente) l'eccentricità dello sforzo normale applicato, lo sforzo normale e lo sforzo di taglio. Procedendo in tal modo, il progettista può valutare la sicurezza dell'elemento mediante tre differenti coefficienti ottenuti mantenendo costanti due dei tre parametri e facendo variare solamente il terzo.

### 2.5 Curve caratteristiche

Le *curve caratteristiche* consentono di correlare la resistenza laterale del pannello murario allo spostamento relativo (*drift*) dovuto alla deformazione flessionale e a quella tagliante. Nell'ambito di un'analisi statica non lineare tali curve assumono importanza fondamentale, non solo per consentire il rispetto della congruenza tra i diversi pannelli murari (conseguente all'azione di accoppiamento esercitata dalle fasce di piano sui maschi), ma anche per simulare la redistribuzione delle sollecitazioni al progredire dal danneggiamento subito dalla costruzione.

La figura 5 mostra la curva caratteristica tipica di un pannello che, per effetto delle proprietà di resistenza della muratura, della geometria e dello sforzo normale applicato, attinge la crisi per presso-flessione.

Il primo ramo è caratterizzato da un incremento del taglio sopportabile poco meno che proporzionale rispetto allo spostamento duale. Questa non linearità va attribuita esclusivamente a quella contenuta nel ramo elastico del legame costitutivo che descrive la micro-fessurazione della muratura alle piccole deformazioni (pannello interamente reagente come mostrato in Fig. 2a).

Il secondo ramo della curva caratteristica descrive l'evoluzione del massimo taglio sopportabile nelle condizioni di non linearità meccanica in campo elastico e di non linearità geometrica: il pannello risulta parzialmente fessurato e la sua porzione effettivamente reagente è funzione dello spostamento relativo ad esso applicato (Fig. 2b).

Il terzo ed il quarto ramo corrispondono ad uno stato di deformazione tale da determinare una parzializzazione del macro-elemento simile a quella riportata in figura 2c. A partire dal momento in cui la deformazione estensionale massima attinge il valore limite di prima plasticizzazione definito nel legame costitutivo, la regione  $\Omega_3$  diviene sede di localizzazione delle deformazioni permanenti per cui si osserva un primo incrudimento positivo (ramo 3 in Fig. 5) che consente al pannello di sopportare un'azione tagliante sempre maggiore. La diffusione della plasticizzazione nelle zone di estremità inizialmente prevale sul degrado di resistenza che si verifica a livello di materiale, ovvero di singole fibre delle sezioni maggiormente cementate. Quando, però, per livelli di spostamento maggiori le deformazioni estensionali progrediscono verso quella ultima della muratura, l'effetto benefico dell'incrudimento dovuto all'addensamento della plasticizzazione nel macro-elemento risulta sempre più "mascherato" da quello legato allo *strain-softening* del materiale. Quest'ultimo induce una progressiva riduzione del massimo taglio sopportabile sino al raggiungimento dello stato limite ultimo, in cui la deformazione estensionale massima sulla sezione più sollecitata attinge il limite di rottura (ramo 4 in Fig. 5). A tale riduzione di resistenza corrisponde una contrazione del dominio di interazione  $V - N$  nel caso di un pannello di maschio, o del dominio  $V - N - e$  nel caso di un pannello di fascia. Qualora la crisi sia dovuta ad un meccanismo di taglio, da scorrimento o da trazione, la curva

caratteristica subisce una riduzione delle ordinate massime e presenta un tratto plastico perfetto che esprime una duttilità non trascurabile (al contrario di quanto si assume nel caso di sistemi di travi in c.a., per i quali si ipotizza un comportamento a taglio di tipo fragile). Un'estesa trattazione analitica sul legame taglio – spostamento relativo dei pannelli murari è riportata nel lavoro di Augenti e Parisi (2009a).

È utile osservare che in un processo di carico incrementale (come quello che caratterizza l'analisi statica non lineare), per effetto delle azioni sismiche orizzontali lo sforzo normale applicato a ciascun pannello murario può variare anche in misura significativa: è questo, ad esempio, il caso dei pannelli di maschio ubicati alle estre-

mità laterali di una parete che subiscono variazioni di sforzo normale maggiori rispetto ai pannelli interni. Per effetto di tale fenomeno, i valori del massimo taglio sopportabile al limite elastico e al limite plastico possono subire notevoli modificazioni, fino a dar luogo a sforzi di trazione intollerabili dal materiale oppure a trasformazioni delle modalità di crisi (in quest'ultimo caso, ovviamente, anche le curve caratteristiche cambiano forma).

In accordo con le NTC, lo spostamento ultimo non deve comunque superare lo 0.4% dell'altezza del pannello nel caso di crisi per taglio e, nel caso di crisi per pressoflessione, lo 0.6% (edifici esistenti) o lo 0.8% (edifici nuovi) dell'altezza.

### 3. L'analisi statica non lineare di edifici in muratura

La valutazione delle prestazioni esibite da un edificio in muratura sottoposto ad azioni sismiche associate a differenti stati limite (ovvero a diversi valori della probabilità di superamento nel periodo di riferimento preso in considerazione), può essere condotta attraverso l'impiego di *procedure statiche non lineari*. Un procedimento molto efficace, recepito dall'Eurocodice 8 prima e dalle NTC poi, è il *metodo N2* (Fajfar e Fischinger, 1988; Fajfar, 2000) che può essere applicato anche alle strutture irregolari in pianta, in presenza di eccentricità accidentali (Fajfar, 2006; De Stefano e Pintucchi, 2008). Tale metodo si basa essenzialmente sul confronto (per ciascuno stato limite considerato) tra due fattori: la *capacità di spostamento*, definita convenzionalmente sulla curva di capacità (taglio alla base – spostamento di un punto di controllo); la *richiesta di spostamento*, ottenuta dallo spettro anelastico di progetto non appena siano state determinate le caratteristiche di massa, rigidità e resistenza di un oscillatore semplice, a comportamento elasto-plastico, equivalente alla struttura reale (Shibata e Sozen, 1976). Il sistema ad un grado di libertà viene definito approssimando (generalmente con legge bilineare) il legame forza–spostamento che si ottiene riducendo omoteticamente la curva di capacità della struttura reale attraverso il coefficiente di partecipazione al primo modo di vibrare.

La curva di capacità dell'edificio viene tracciata attraverso un'analisi statica non lineare di tipo incrementale, comunemente nota come analisi *"pushover"*. Questa viene condotta applicando alla struttura una distribuzione (fissa o variabile)

di forze o di spostamenti orizzontali, che vengono incrementati con legge monotona sino al raggiungimento del collasso globale o di una mancanza di convergenza numerica. Si tratta, cioè, di un'analisi di *"spinta"* che procede *"oltre"* il limite elastico, per poter esplorare l'intero comportamento sismico della struttura.

#### 3.1 Tipologie di analisi pushover

La versione originaria dell'analisi *pushover* è basata sull'applicazione di due distinte distribuzioni di forze orizzontali: una proporzionale al prodotto delle masse per gli spostamenti del primo modo di vibrare; l'altra proporzionale alle sole masse. La prima distribuzione di forze può risultare non adeguata nel caso di edifici molto complessi e/o in presenza di solai deformabili. In tali casi, infatti, al primo modo di vibrazione dell'edificio partecipa soltanto una frazione della massa sismica totale. Poiché alcune pareti murarie forniscono un contributo a modi di vibrare superiori al primo, cui corrispondono una massa partecipante comunque significativa e una forma modale priva di punti di nullo, le forze ad esse applicate in corrispondenza del modo fondamentale possono essere inferiori a quelle agenti su altre pareti. In questi casi appare più appropriata una distribuzione triangolare di forze, ovvero proporzionali al prodotto delle masse per le quote degli impalcati rispetto alla base dell'edificio.

Per ciascuna distribuzione, la struttura viene sottoposta ad incrementi successivi delle forze attraverso un unico moltiplicatore (ovvero mantenendo invariati i rapporti relativi tra le azioni applicate) sino al raggiungimento di una condizione di collasso predefinita, oppure della mancanza di convergenza numerica. La strategia

computazionale adottata è, in tale caso, basata su un "controllo di forze" e consente di predire esclusivamente la risposta non lineare di sistemi strutturali non degradanti. Per essi, infatti, la curva di capacità possiede andamento monotono crescente e la condizione di collasso corrisponde al massimo taglio sopportabile alla base. In realtà, nella generalità dei casi le strutture possono sopportare spostamenti maggiori rispetto a quelli associati al raggiungimento della massima resistenza, a prezzo di una riduzione di quest'ultima, rappresentata graficamente da un ramo decrescente, post-picco, della curva di capacità. Tale considerazione ha messo in luce l'inadeguatezza delle strategie di analisi basate sull'applicazione di forze in "controllo di carico" (Antoniou e Pinho, 2004a). Sono stati proposti, dunque, algoritmi differenti capaci di "modulare" la distribuzione di forze orizzontali, in modo da poter simulare anche la risposta *softening* post-picco. La strategia seguita si fonda, essenzialmente, su di un "controllo di risposta" che consiste, per ciascun passo e sino al collasso globale (o alla mancata convergenza dell'algoritmo), nelle seguenti fasi: 1) imposizione di un incremento dello spostamento del *punto di controllo*; 2) determinazione delle corrispondenti forze orizzontali, mantenendo invariata la *forma di carico*; 3) valutazione della distribuzione di spostamenti (traslazioni e rotazioni) ad ogni piano della struttura. Tale procedura consiste in definitiva nel valutare, tra le molteplici configurazioni equilibrate associate allo spostamento assegnato al punto di controllo, quella che rispetta il *profilo di carico* stabilito a monte dell'analisi.

In alternativa, quest'ultima può essere condotta aggiornando la distribuzione di forze per ciascun passo, in modo tale da seguire l'evoluzione della costruzione al progredire del danneggiamento. La modifica delle proprietà della struttura può coinvolgere, non solo la sua rigidità globale, ma anche i suoi modi di vibrare e la domanda di accelerazione associata a ciascun modo, nota anche come *amplificazione spettrale*. Tuttavia, gli edifici in muratura che non presentano significative irregolarità rispondono all'azione sismica in dipendenza del primo modo di vibrare e il danneggiamento da essi subito non è tale da modificarne la richiesta in accelerazione corrispondente al periodo fondamentale. Diversi ricercatori convengono, pertanto, sulla possibilità di adottare profili di carico *uni-modali* e *adattivi* che vengono aggiornati, sulla base della deformata corrente, al passo che precede quello considerato (Gala-

sco et al., 2006). Questo modo di procedere consente, peraltro, di seguire l'evoluzione della risposta senza dover effettuare alcuna analisi dinamica modale.

Un'altra classe di analisi *pushover* è quella basata sull'applicazione di distribuzioni di spostamenti, invece che di forze. Tale modo di procedere deriva dalla constatazione che il danneggiamento sismico delle strutture è principalmente dovuto al superamento di valori limite di spostamento relativo, invece che di resistenza. L'importanza di quest'ultima rimane inalterata solamente nel caso di elementi o meccanismi "fragili", per i quali la verifica di sicurezza viene effettuata (generalmente) a valle dell'*analisi di spinta*.

Nel caso delle procedure basate sugli spostamenti, il *controllo di carico* risulta uguale a quello della risposta, poiché il profilo di carico coincide con una distribuzione di spostamenti laterali. Procedure non adattive (che mantengono invariato il profilo di spostamenti impressi) non risultano corrette poiché la modalità di collasso non costituisce un risultato dell'analisi, ma viene imposta a priori. Ne consegue che i metodi da impiegare per l'analisi non lineare basata sugli spostamenti debbano essere necessariamente "adattivi", in modo tale da non "vincolare" la predizione della risposta sismica ad alcun meccanismo di collasso predefinito (Antoniou e Pinho, 2004b).

### 3.2 L'analisi pushover di edifici in muratura modellati ai macro-elementi

Il *macro-elemento evolutivo a plasticità diffusa* descritto in precedenza è stato implementato in una procedura di analisi *pushover* basata sull'applicazione di forze orizzontali in "controllo di risposta" estendendo, dunque, la versione originaria del metodo RAN alle analisi statiche incrementali non lineari. Tale algoritmo consente di includere anche l'evoluzione del comportamento torsionale, aggiornando "al passo" la posizione del centro di taglio a ciascun livello e la distribuzione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti murarie, in presenza di eccentricità strutturali e accidentali.

Per ciascun incremento di spostamento del punto di controllo, la configurazione deformata associata alla distribuzione di forze prefissata viene determinata attraverso l'impiego del metodo numerico "Pegasus", che coniuga la robustezza del metodo "regula falsi" con l'elevata velocità di convergenza del "metodo secante" (Dowell e Jarratt, 1972). L'intensità (non la forma) delle forze orizzontali viene modulata mediante un

moltiplicatore, derivato da una strategia di aggiornamento totale piuttosto che incrementale, in modo da non legare le soluzioni dell'equilibrio corrispondenti a passi di spostamento successivi e, dunque, da minimizzare la propagazione degli errori numerici nel corso dell'analisi.

La modellazione "a plasticità diffusa" degli elementi murari, le formulazioni basate sulle deformazioni per la valutazione delle capacità di resistenza e di spostamento e la procedura di analisi non lineare in "controllo di risposta" sono tra loro perfettamente coerenti. È infatti possibile legare direttamente, secondo un approccio puramente meccanico, la risposta "globale" dell'edificio in muratura a quella "locale" di ciascun macro-elemento. Peraltro, il comportamento di ciascun pannello murario

non è prefissato, né approssimato con leggi bi-lineari o multi-lineari, ma dipende dalla risposta dell'intero complesso strutturale mediante condizioni di equilibrio e di congruenza.

Vengono così incluse le principali fonti di non linearità geometrica e meccanica che condizionano fortemente le prestazioni delle strutture murarie, sia in fase di esercizio che in condizioni ultime. Procedendo in tal modo, la verifica sismica globale basata sul confronto tra lo spostamento richiesto dal terremoto di progetto e quello disponibile allo stato limite di riferimento, sottintende implicitamente anche l'ammissibilità delle richieste di resistenza e di deformazione nei singoli elementi, dando così al progettista la possibilità di valutare la prestazione della struttura in maniera unitaria.

#### 4. Analisi sismica non lineare di edifici in muratura mediante il Codice RAN

##### 4.1 Generalità sul Codice RAN

Le procedure di modellazione e di analisi non lineare discusse nei capitoli precedenti sono state implementate in un nuovo programma di calcolo denominato "Codice RAN", specificamente concepito per la progettazione e la verifica di edifici in muratura. Una volta individuate le proprietà meccaniche e la geometria della struttura, è necessario definire le azioni gravitazionali e quelle sismiche. Per queste ultime, a partire dalla vita nominale  $V_N$  e dal coefficiente d'uso  $C_U$  dell'edificio (ovvero dal periodo di riferimento  $V_R$ ), il Codice consente di valutare automaticamente i parametri di pericolosità sismica per i diversi stati limite e per un qualunque sito del territorio italiano, mediante i valori tabellati e le formule di cui all'Allegato "A" delle NTC; in alternativa, è possibile inserire manualmente i valori di tali parametri (allorché si vogliono considerare periodi di ritorno corrispondenti a probabilità di superamento diverse da quelle fissate per edifici ordinari, in corrispondenza dei diversi stati limite). La massima accelerazione orizzontale attesa alla base dell'edificio, definita in letteratura come *Peak Ground Acceleration* (PGA), si ottiene come prodotto della massima accelerazione orizzontale di riferimento  $a_g$  considerata su suolo di tipo A per il fattore di amplificazione locale S.

Volendo condurre analisi sismiche statiche lineari, il progettista deve definire anche il coefficiente  $\lambda$ . Il fattore di struttura  $q$  viene valutato dal Codice in funzione del coefficiente di regolarità in altezza  $K_R$  e del fattore di sovraresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ . Sulla base di tali parametri, il programma costruisce, per ciascuno stato limite,

lo spettro di progetto in termini di accelerazione orizzontale e calcola automaticamente il periodo fondamentale della struttura attraverso la formula approssimata fornita dalle NTC; in alternativa, l'utente può inserire manualmente un valore differente.

Definite le combinazioni di carico previste dalla normativa, si possono far eseguire analisi sismiche statiche lineari al fine di poter valutare preliminarmente la prestazione dell'edificio in termini di forze equivalenti alle accelerazioni spettrali. In tale fase il Codice visualizza i domini di resistenza dei singoli pannelli murari (di maschio e di fascia), i valori dei massimi tagli resistenti e le curve caratteristiche.

Infine, il Codice consente di valutare la *capacità portante* di ciascuna parete muraria attraverso un'analisi statica incrementale "in controllo di forze", arrestata al raggiungimento della resistenza (a presso-flessione o a taglio) del pannello di maschio più debole. Tale analisi permette di valutare, dunque, il moltiplicatore  $\alpha_1$  delle azioni sismiche orizzontali e si configura come metodo di livello intermedio tra quello dell'analisi statica lineare e quello dell'analisi *pushover*. La possibilità di effettuare analisi separate per ciascuna parete dell'edificio risulta di notevole utilità in presenza di aggregati edilizi, per i quali un'analisi globale può condurre a risultati talvolta poco attendibili.

L'ultima sezione del Codice è interamente dedicata all'analisi sismica *non lineare* dell'edificio secondo le combinazioni previste dalla normativa. Le analisi *pushover* vengono condotte sia in corrispondenza di una distribuzione di forze orizzontali proporzionali alle masse per gli spostamenti relativi al primo modo di vibrazione

Tabella 1 - Parametri di pericolosità sismica relativi alla città di Gesualdo (AV)

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_C$ [s]
SLO	45	0.079	2.337	0.291
SLD	75	0.104	2.317	0.320
SLV	712	0.319	2.285	0.393
SLC	1462	0.424	2.326	0.417

Tabella 2 - Fattori  $S_S$ ,  $C_C$ , periodi caratteristici degli spettri e  $PGA_r$ 

Stato Limite	$S_S$	$C_C$ [g]	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]	$PGA_r$ [g]
SLO	1.200	1.408	0.137	0.410	1.914	0.095
SLD	1.200	1.381	0.147	0.442	2.015	0.125
SLV	1.109	1.326	0.174	0.521	2.874	0.354
SLC	1.005	1.310	0.182	0.547	3.298	0.426

(distribuzione modale), sia per la distribuzione di forze proporzionali alle sole masse (distribuzione uniforme). Le verifiche globali di sicurezza in termini di spostamento vengono eseguite attraverso il metodo N2 (Fajfar e Fischinger, 1988; Fajfar, 2000; Fajfar, 2006).

Tra i risultati forniti dal Codice in seguito all'analisi statica non lineare vi sono: il fattore di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ; il corrispondente fattore di struttura, valutato mediante formula di normativa; le massime PGA sopportabili allo SLD e allo SLV; lo spostamento richiesto e la capacità di spostamento corrispondenti ai citati stati limite.

Il Codice RAN è stato concepito per consentire al progettista di intervenire in tutte le fasi della modellazione e dell'analisi in maniera interattiva, grazie ad una specifica interfaccia grafica. Quest'ultima è stata creata non solo per visualizzare dati di input e di output su rappresentazioni piane e tridimensionali del modello strutturale dell'edificio, ma anche per consentire un input del modello strutturale per via grafica senza dover ricorrere ad importazioni da programmi di disegno assistito all'elaboratore. Come sarà illustrato nel seguito, l'esportazione dei risultati in fogli elettronici consente successive elaborazioni, utili per una migliore comprensione delle previsioni ottenute attraverso le analisi strutturali, oltre che per affinare soluzioni di progetto (nel caso di nuove opere) o di consolidamento (nel caso di costruzioni esistenti).

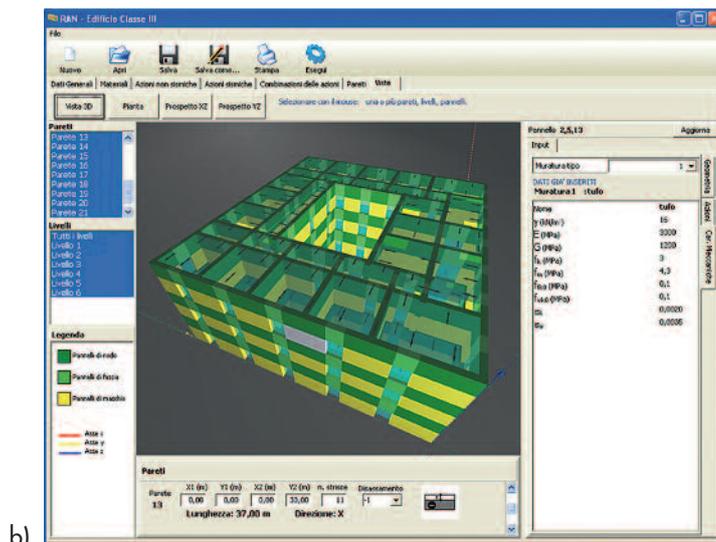
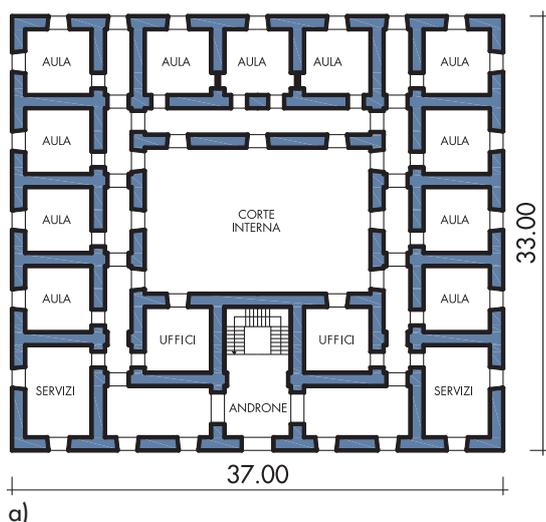
#### 4.2 Applicazione numerica

A titolo di esempio, si discutono di seguito i risultati di maggior interesse relativi all'analisi sismica non lineare di un edificio a tre piani in muratura ordinaria, con destinazione d'uso scolastica, che si è supposto ubicato in Gesualdo

(AV) (41.0077° latitudine nord, 15.0733° longitudine est), a pochi chilometri dal sistema di faglie che generò il terremoto Irpino-Lucano del 23.11.1980, caratterizzato da magnitudo momento  $M_w = 6.9$  e massima intensità macrosismica  $I_{MCS,max} = 10$ .

Essendo atteso un affollamento elevato, l'edificio è stato considerato di Classe d'uso III, cui corrisponde un coefficiente  $C_U = 1.5$ . Ipotizzando un sottosuolo di Categoria "B" e una superficie topografica orizzontale (corrispondente alla Categoria "T1"), il fattore di amplificazione stratigrafica  $S_S$  è risultato maggiore dell'unità (ma non superiore al valore 1.2), mentre il fattore di amplificazione topografica  $S_T$  è stato assunto unitario. Ne è conseguito un fattore di modificazione  $C_C$  del periodo  $T_C^*$  maggiore dell'unità. I parametri di pericolosità sismica, relativi ai quattro stati limite contemplati dalle NTC, sono riportati nella Tabella 1, mentre i valori di  $S_S$ , di  $C_C$  e dei periodi caratteristici degli spettri di normativa, nonché della PGA attesa (indicata con  $PGA_r$ ), sono contenuti nella tabella 2.

Essendo l'altezza totale della struttura  $H_{TOT} = 14.5$  m, il periodo fondamentale approssimato vale  $T_1 = 0.371$  s, compreso nell'intervallo di periodi  $[T_B, T_C]$  cui corrisponde la massima amplificazione spettrale dell'accelerazione orizzontale. Assumendo che le pareti fossero realizzate in muratura di tufo giallo napoletano, sono state adottate le seguenti caratteristiche elasto-meccaniche: peso dell'unità di volume  $\gamma = 16$  kN/m<sup>3</sup>; modulo di elasticità normale  $E = 3000$  MPa; modulo di elasticità tangenziale  $G = 1200$  MPa; resistenza media a compressione monoassiale  $f_m = 4.3$  MPa; resistenza media a taglio puro  $\tau_{0,m} = 0.14$  MPa; deformazione al limite elastico  $\varepsilon_y = 2\text{‰}$ ; deformazione al limite ultimo  $\varepsilon_u =$



3.5%. Atteso che la duttilità di spostamento di ciascun macro-elemento associata ai meccanismi di presso-flessione viene computata dal Codice (durante l'analisi non lineare) in base all'evoluzione subita dal fuso reagente interno, è stato necessario definire "a priori" esclusivamente la duttilità disponibile per meccanismi di taglio (da trazione o da scorrimento, indistintamente). Quest'ultima è stata quindi assunta pari a 3. Tutti i valori dei parametri meccanici innanzi definiti rientrano negli intervalli di variabilità individuati da Augenti e Parisi (2009c) mediante un'analisi dei dati sperimentali contenuti nel *Database Murature UNINA-DIST*, un archivio elettronico consultabile sul sito [www.reluis.it/dbuninadist](http://www.reluis.it/dbuninadist) della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIIS) e prodotto nell'ambito del Progetto di Ricerca ReLUIIS-DPC 2005-2008. In particolare, il peso dell'unità di volume assunto è pari a quello definito per la muratura di tufo nelle *Istruzioni* applicative delle NTC (MIT, 2009) e la resistenza media a compressione monoassiale rientra nell'intervallo di valori suggerito dalle stesse Istruzioni e ottenuto incrementando quello di riferimento della muratura considerata (ossia [1.40 MPa, 2.40 MPa]) per i coefficienti modificativi relativi alla presenza di malta di buona qualità (pari ad 1.5) e di connessioni trasversali (anch'esso pari ad 1.5). Al contrario, i valori dei moduli di elasticità e della resistenza a taglio puro sono superiori a quelli definiti dalle Istruzioni, pur rispettando il rapporto  $G/E = 0.4$  definito nelle NTC.

Avendo ipotizzato che l'edificio in esame sia dotato di impalcati latero-cementizi e cordoli di piano, l'analisi sismica globale è stata condotta assumendo pareti murarie collegate tra loro a

ciascun livello da diaframmi orizzontali rigidi nel proprio piano.

La figura 6a mostra la pianta del piano terra dell'edificio esaminato. La figura 6b consente di osservare una schermata del Codice RAN contenente una vista prospettica del modello strutturale tridimensionale.

Alla sinistra dell'immagine è presente un riquadro che permette di selezionare uno o più livelli e pareti murarie; alla destra del modello è presente, invece, un altro riquadro recante i dati di input (geometria, azioni, caratteristiche meccaniche) di ciascun pannello selezionabile (direttamente) sul modello tridimensionale. Ciò consente di intervenire direttamente sul modello modificando la geometria, le proprietà meccaniche e le azioni relative ai singoli pannelli murari.

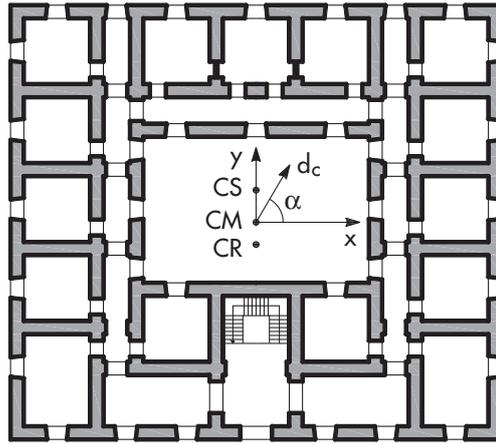
L'edificio, del tipo "a corte interna", è costituito da pareti forate "regolari" (vani allineati sia nella direzione orizzontale che verticale). Fa eccezione la sola parete perimetrale ubicata sul lato del corpo scala, dove la presenza del portone di ingresso determina un'irregolarità (essendo più largo e più alto degli altri vani). La prestazione sismica globale dell'edificio è stata valutata, applicando il metodo N2 (in accordo con le NTC) attraverso analisi statiche non lineari, confrontando la sua capacità (sia in termini di PGA che di massimo spostamento sopportabile) con la domanda. Tali analisi sono state condotte imponendo al punto di controllo (assunto coincidente con il centro di massa CM dell'impalcato di copertura) uno spostamento  $d_c$  crescente in maniera monotona.

#### 4.3 Confronti

Al fine di valutare la variabilità dei parametri di *domanda* e di *capacità* con la direzione dell'a-

Fig. 6  
(a) Pianta piano terra e  
(b) modello tridimensionale  
dell'edificio.

Fig. 7  
Angolo d'incidenza  
dell'azione sismica.



zione sismica, le analisi sono state condotte separatamente secondo dodici diversi angoli d'incidenza ( $\alpha$ ), rispetto all'asse  $x$  (Fig. 7). Con CR è stato contrassegnato il *Centro delle rigidezze iniziali*, mentre con CS è stato indicato il *Centro delle resistenze* corrispondenti al massimo spostamento sopportabile allo SLV.

Per ciascuna direzione, l'analisi *pushover* è stata condotta sia per la distribuzione *modale* di forze orizzontali, sia per quella *uniforme*. Una rappresentazione polare della capacità consente di ottenere *domini limite* di resistenza e di spostamento che, confrontati con quelli rappresentativi della domanda, permettono di definire le regioni di *prestazione sismica accettabile* e di *prestazione sismica inammissibile*. Riguardo tali aspetti, va ricordato che Petti et al. (2008) hanno anche proposto una rappresentazione bidimensionale della domanda sismica mediante "spettri polari", ma al momento essa è poco utilizzabile essendo stata ricavata per singoli eventi sismici. Il loro impiego in un contesto progettuale potrebbe avvenire, invece, solamente dopo la definizione di "spettri polari di progetto" capaci di approssimare bene "spettri polari a pericolosità uniforme" derivanti da analisi probabilistiche di pericolosità sismica. Tali spettri potrebbero essere definiti come luoghi dei punti rappresentativi delle accelerazioni o degli spostamenti spettrali corrispondenti ad una prefissata probabilità di superamento nel periodo di riferimento dell'azione sismica. Un aspetto importante potrebbe essere costituito dalla definizione della forma spettrale (ad esempio, attraverso il "metodo di massima verosimiglianza"), così come fatto in passato per gli spettri ottenuti separatamente per singole componenti di registrazioni accelerometriche o sismometriche.

Le figure 8a e 8b mostrano le curve di capacità dell'edificio considerato, ottenute rispettivamente per le distribuzioni modale e uniforme, al

variare dell'angolo  $\alpha$  (espresso in gradi sessagesimali). Le curve sono state riportate per metà con linea continua (angoli d'incidenza da 0 a 150°) e per metà con linea tratteggiata (angoli d'incidenza da 180° a 330°), impiegando lo stesso colore per coppie che differiscono tra loro di 180°.

Si osserva che la risposta elastica iniziale è essenzialmente invariante con la direzione, per cui ne consegue una domanda di spostamento rappresentata da una legge pressoché circolare in pianta. Viceversa, sia il massimo taglio alla base ( $V_{b,max}$ ) che quello corrispondente al massimo spostamento tollerato dalla struttura sono molto differenti tra loro a causa della variabilità della capacità di spostamento delle pareti murarie con l'angolo d'incidenza. Come evidenziato nel seguito, tale capacità è condizionata non solo dalla geometria delle singole pareti murarie, ma anche dai carichi gravitazionali ad esse applicati per le rispettive aree di competenza e della loro posizione nella pianta dell'edificio. Una non uniforme capacità di spostamento delle pareti murarie induce un degrado di resistenza maggiore secondo alcuni angoli d'incidenza rispetto ad altri.

La figura 9a mostra i valori del rapporto  $d_r/d_{max}$ , ovvero del *rapporto domanda/capacità* in termini di spostamento globale. Il superamento dell'unità indica chiaramente una prestazione insufficiente per garantire i livelli di sicurezza stabiliti dalle NTC. Ciò avviene per la direzione  $x$  ( $\alpha = 0$ ) e per angoli d'incidenza compresi nell'intervallo [150°, 300°]. La condizione più gravosa si attinge per una distribuzione modale di forze e uno spostamento orizzontale applicati secondo un angolo d'incidenza  $\alpha = 270^\circ$ .

In figura 9b si può osservare la variabilità con l'angolo  $\alpha$  dell'*indice di duttilità richiesta*, definito attraverso la relazione  $I_{DR} = PGA_r/PGA_{max}$ ,

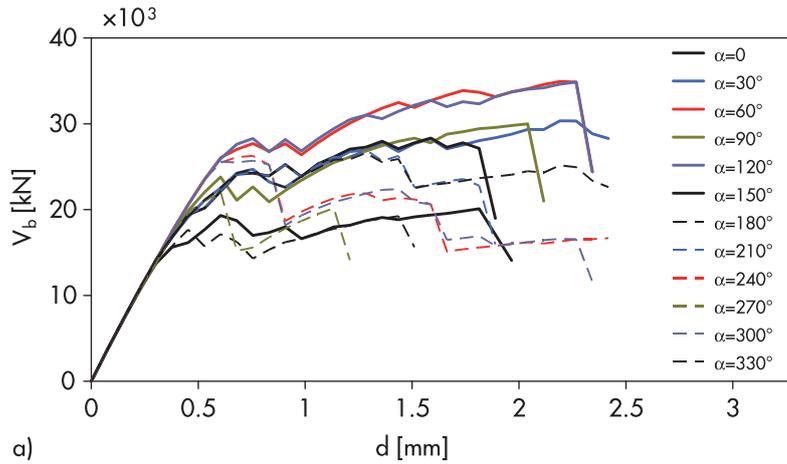


Fig. 8  
Curve di capacità al variare di  $\alpha$  per le distribuzioni: (a) modale; (b) uniforme.

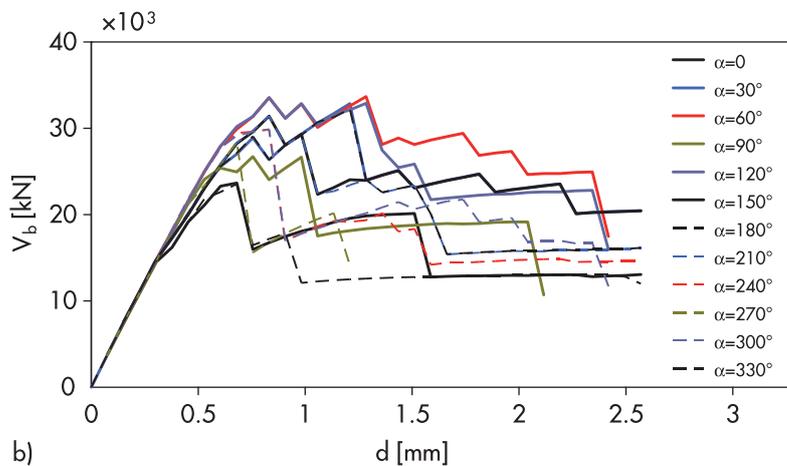
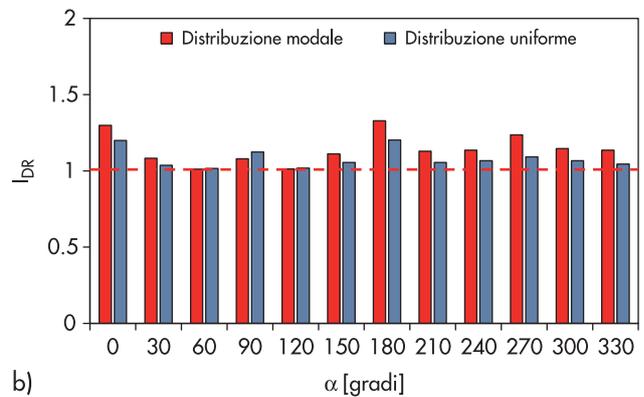
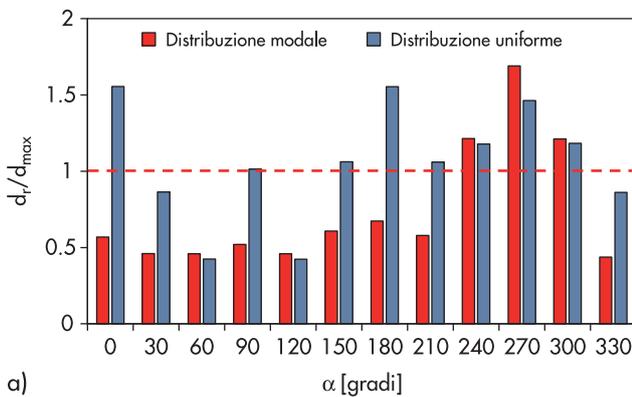


Fig. 9  
Variazione con  $\alpha$  del rapporto  $d_r/d_{max}$  (a) e dell'indice  $I_{DR}$  (b).



nella quale:  $PGA_r$  rappresenta l'accelerazione di picco al suolo attesa per lo SLV;  $PGA_{max}$  rappresenta l'accelerazione di picco al suolo che corrisponde al raggiungimento del massimo taglio alla base sopportabile dall'edificio ( $V_{b,max}$ ).

Si osserva che l'indice di duttilità richiesta è mediamente poco superiore all'unità al variare della distribuzione di forze e dell'angolo d'incidenza, mostrando dei picchi soprattutto allorché la domanda di spostamento supera la capacità. Complessivamente, l'indice di duttilità richiesta si dimostra essere un parametro maggiormente

stabile di valutazione della prestazione sismica, dal momento che la vulnerabilità dell'edificio valutata in termini di spostamento risulta molto variabile. Quest'ultima è influenzata soprattutto dalla differente capacità di spostamento che l'edificio esibisce al variare dell'angolo d'incidenza dell'azione sismica e della distribuzione di forze considerata.

La rappresentazione polare della capacità e della domanda di spostamento (Fig. 10a) mostra che, nel caso di distribuzione modale delle forze orizzontali, l'edificio esibisce una migliore prestazione globale della struttura per

Fig. 10  
Variabilità della capacità e della domanda con  $\alpha$  per distribuzione modale di forze orizzontali.

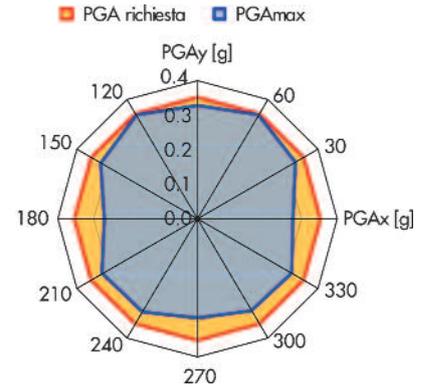
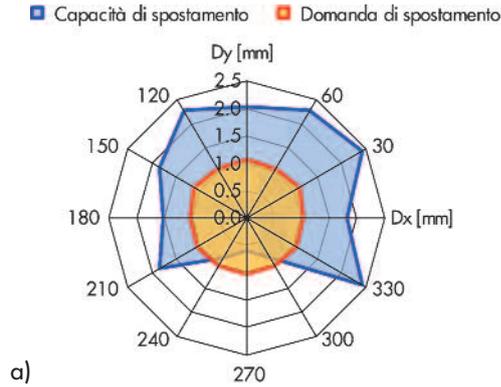
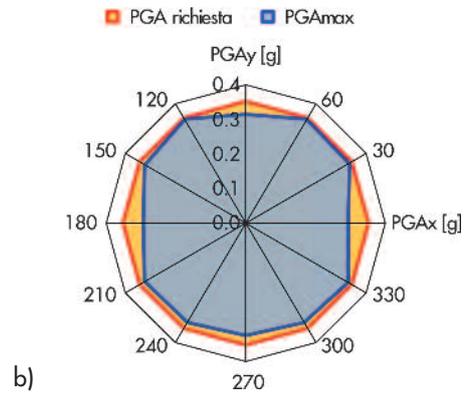
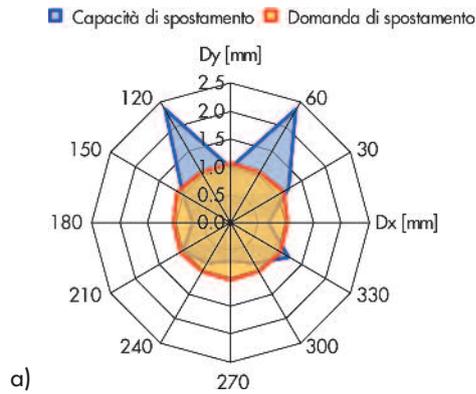


Fig. 11  
Variabilità della capacità e della domanda con  $\alpha$  per distribuzione uniforme di forze orizzontali.



angoli d'incidenza compresi tra 0 e 90°, mentre presenta una vulnerabilità superiore a quella consentita dalle NTC per angoli compresi nell'intervallo (210°, 330°). È possibile individuare, dunque, la regione in cui la domanda di spostamento supera la capacità. La legge di variazione di quest'ultima con  $\alpha$  rispetta sostanzialmente la simmetria geometrica della pianta dell'edificio rispetto all'asse  $y$ , ma sembra essere condizionata dal verso dell'azione sismica. Se per un angolo d'incidenza  $\alpha = 90^\circ$  (azione sismica in direzione  $y$ ) la prestazione sismica è più che accettabile (dal momento che la capacità di spostamento risulta pari a circa il doppio della domanda), per un angolo  $\alpha = 270^\circ$  accade l'esatto contrario.

Tale risultato dipende dal fatto che sul lato della pianta dell'edificio individuato dal semiasse  $-y$  vi è un maggior numero di pareti murarie direttamente caricate dai solai di piano, cosicché i pannelli di maschio appartenenti ad esse sono maggiormente sollecitati dallo sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali.

Applicando l'azione sismica secondo l'angolo  $\alpha = 90^\circ$ , gli sforzi normali nei pannelli di maschio ubicati sul lato individuato dal semiasse  $-y$  (ovvero dal lato dell'azione sismica) subiscono una riduzione tale, però, da non indurre una crisi per trazione e, al contempo, da aumentare la capacità di sposta-

mento dei singoli pannelli. D'altro canto, i pannelli di maschio sul lato opposto della pianta rispetto all'asse  $x$  sono sollecitati da un incremento di sforzo normale (benefico soprattutto per le pareti non caricate direttamente dai solai) con il conseguente aumento della loro capacità portante. Applicando, invece, l'azione sismica secondo l'angolo  $\alpha = 270^\circ$ , le pareti ubicate sul lato della pianta individuato dal semiasse  $+y$  e non caricate direttamente dai solai subiscono un collasso prematuro determinando un significativo degrado di resistenza dell'edificio (ossia improvvise riduzioni del taglio resistente nelle curve di capacità), a causa del raggiungimento della crisi per presso-flessione. Si fa osservare, peraltro, che il momento ribaltante generato nelle singole pareti murarie induce variazioni di sforzo normale più significative nei pannelli di maschio delle pareti di lunghezza minore (ovvero quelle più vicine all'asse  $y$ ), determinando una maggiore vulnerabilità di queste ultime rispetto alle pareti di lunghezza maggiore. In definitiva, la dipendenza della capacità sismica dal verso dell'azione sismica è attribuibile, sia alla differente entità delle azioni gravitazionali gravanti sui pannelli di maschio, sia alla geometria delle pareti murarie e alla loro posizione all'interno della pianta dell'edificio.

La maggiore capacità portante dell'edificio

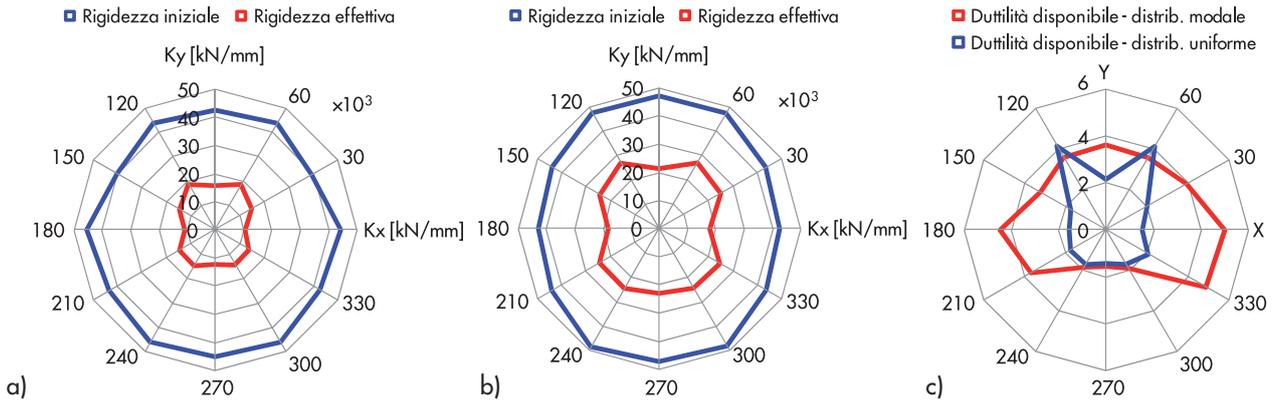


Fig. 12 Variabilità con  $\alpha$  di: (a) rigidezze iniziale ed effettiva per distribuzione modale; (b) rigidezze iniziale ed effettiva per distribuzione uniforme; (c) duttilità di spostamento disponibile per entrambe le distribuzioni di forze.

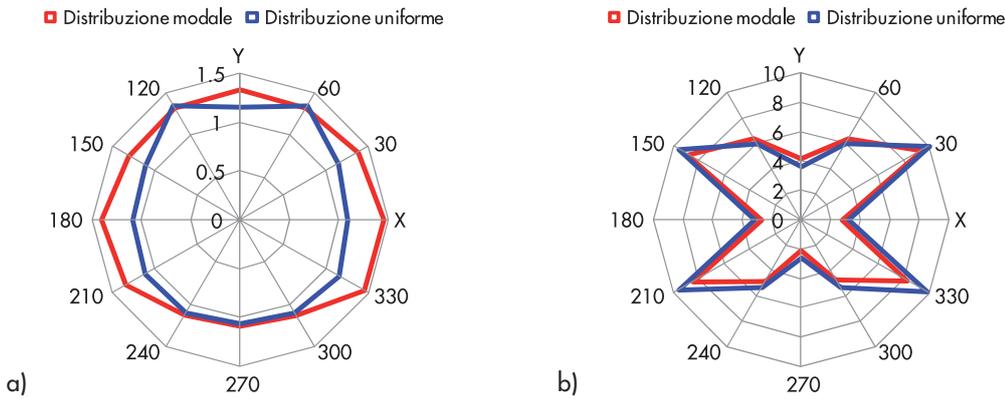


Fig. 13 Variabilità con  $\alpha$  di (a)  $R_{\mu}$  e (b)  $\alpha_u/\alpha_1$ .

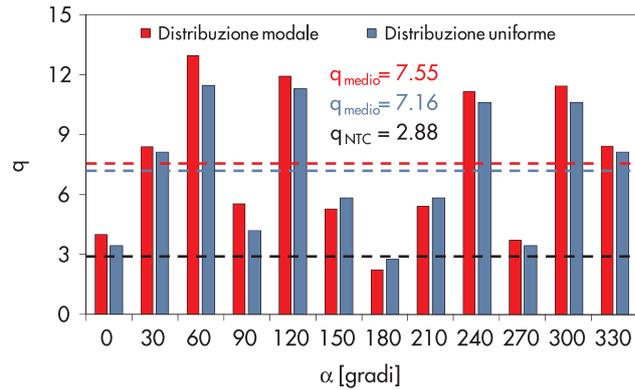
secondo l'angolo  $\alpha = 90^\circ$  rispetto a quella corrispondente all'angolo  $\alpha = 270^\circ$  è evidenziata in figura 10b. Tuttavia, quest'ultima dimostra una minore variabilità della  $PGA_{max}$  con l'angolo  $\alpha$ . La figura 11a mostra come la prestazione sismica dell'edificio sia peggiore per una distribuzione uniforme di forze orizzontali, mentre la figura 11b non evidenzia differenze significative rispetto alla figura 10b, rendendo palese la maggiore resistenza sismica dell'edificio in direzione y.

Sono state altresì indagate la variabilità della rigidezza iniziale e della rigidezza effettiva (valutata come secante alla capacità di spostamento relativa allo SLV). Le figure 12a e 12b mostrano, rispettivamente per la distribuzione modale e quella uniforme, che la rigidezza effettiva risulta inferiore alla metà della rigidezza elastica iniziale denotando un comportamento marcatamente non lineare della struttura. La riduzione di rigidezza risulta maggiore per la distribuzione modale, in accordo con la circostanza che per tale profilo di forze la duttilità di spostamento disponibile  $\mu_{d,max}$  (valutata sulla curva di capacità bilineare equivalente) è generalmente superiore a quella relativa alla distribuzione uniforme (Fig. 12c).

In figura 13a è possibile osservare la variabilità con  $\alpha$  del fattore di riduzione della resistenza  $R_{\mu}$  stimato attraverso la relazione  $R_{\mu} = 1 +$

$(\mu-1) \cdot T^*/T_0$  (Vidic et al., 1994), valida per sistemi elasto-plastici ad un grado di libertà con periodo proprio di vibrazione inferiore a  $T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_C \leq T_C$ . Con  $T^*$  si è indicato il periodo proprio di vibrazione dell'oscillatore elasto-plastico equivalente alla struttura reale, definito attraverso l'approssimazione bilineare della curva di capacità ridotta.  $T_0$  rappresenta, invece, un periodo caratteristico del terremoto di progetto che può anche assumersi coincidente con  $T_C$ , ottenendo stime più conservative del fattore di riduzione  $R_{\mu}$ . Avendo valutato il *fattore di sovrarresistenza*  $\alpha_u/\alpha_1$  per ciascuna direzione e per ciascuna distribuzione di forze (Fig. 13b), è stato stimato il *fattore di struttura* complessivo  $q = R_{\mu} \cdot \alpha_u/\alpha_1$ , in modo da poter essere confrontato con quello previsto dalle NTC per le analisi lineari (Fig. 14). I valori medi, ottenuti per le distribuzioni modale e uniforme, sono rispettivamente pari a 7.55 e a 7.16, pur riscontrando una notevole variabilità con  $\alpha$ . I valori minimi di  $q$  sono pari a 2.25 e a 2.77, rispettivamente per le citate distribuzioni di forze orizzontali, e corrispondono ad un angolo di incidenza  $\alpha = 180^\circ$ . In ogni caso, va sottolineato che il fattore di struttura previsto dalle NTC ( $q_{NTC} = 2.88$ , essendovi variazioni di massa superiori al 25% da un piano all'altro dell'edificio e, dunque, un'irregolarità in altezza) si è dimostrato conservativo e tale da garantire la richiesta di duttilità.

Fig. 14  
Confronto tra i fattori di struttura ottenuti e quello previsto dalle NTC.



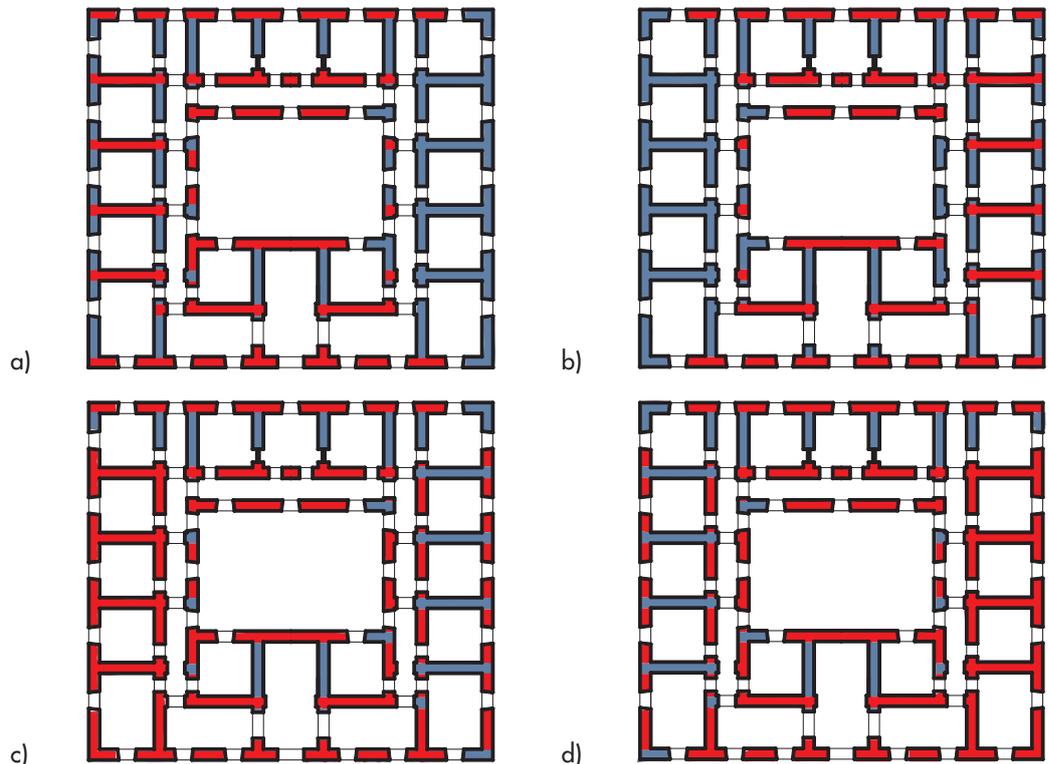
#### 4.4 Mappe di danno strutturale

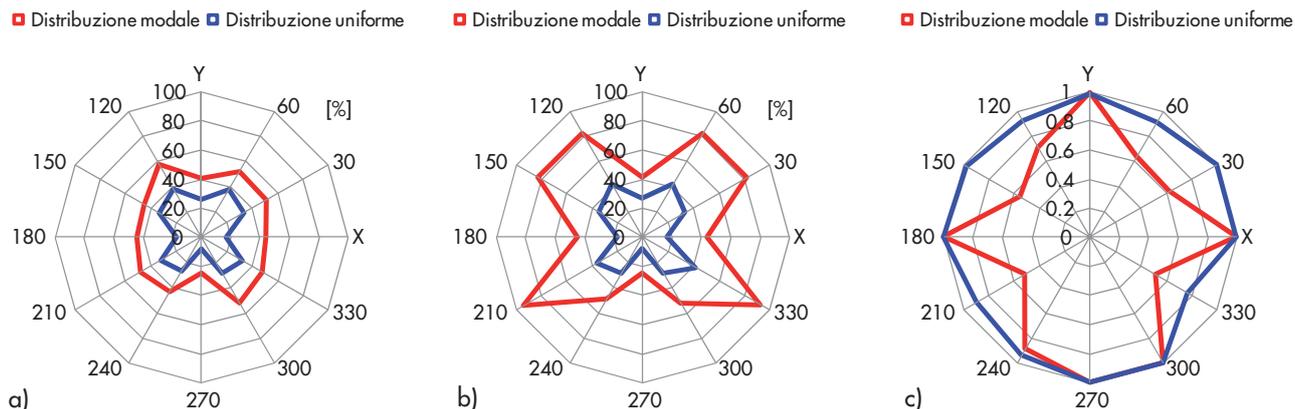
I risultati ottenuti mediante l'applicazione del Codice RAN sono stati elaborati in modo tale da poter valutare anche la distribuzione del danno strutturale sulla pianta dell'edificio. Sono state ricavate sia mappe di danno atteso in corrispondenza dello spostamento richiesto allo SLV, sia mappe di collasso associate al raggiungimento della capacità di spostamento riferita al medesimo stato limite.

Le prime possono essere utili per identificare potenziali localizzazioni del danno dovute a richieste di duttilità eccessive nei pannelli murari, nonché per effettuare una stima preliminare del costo totale di riparazione (come prodotto tra l'area danneggiata e il costo medio unitario). Va peraltro evidenziata la possibilità di individuare la migliore soluzione di rinforzo dal punto di

vista tecnico-economico (nel caso di edifici esistenti), attraverso semplici analisi costi-benefici. Confrontando le mappe di collasso con quelle di danno atteso il progettista può individuare possibili condizioni di insufficiente sfruttamento delle risorse anelastiche della struttura. Nel caso dell'edificio esaminato è risultato, infatti, che per gli angoli d'incidenza  $\alpha = 240^\circ$ ,  $\alpha = 270^\circ$  e  $\alpha = 300^\circ$  la percentuale di maschi murari interessata dal danno non aumenta passando dallo spostamento richiesto al collasso. In altri termini, com'era ovvio aspettarsi, la distribuzione del danno atteso coincide con quella relativa alla condizione di collasso per le direzioni dell'azione sismica alle quali corrisponde una capacità di spostamento inferiore alla domanda. Ciò accade, per gli angoli suddetti, nel caso di distribuzione modale delle forze orizzontali, e anche per gli angoli  $\alpha = 0^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ,

Fig. 15  
Mappe di danno atteso e mappe di collasso per:  
(a,c)  $\alpha = 30^\circ$ ;  
(b,d)  $\alpha = 150^\circ$ .





$\alpha = 150^\circ$ ,  $\alpha = 180^\circ$  e  $\alpha = 210^\circ$  per distribuzione uniforme.

Le figure 15a e 15b mostrano, ad esempio, le mappe di danno atteso relative al piano terra dell'edificio e agli angoli d'incidenza  $\alpha = 30^\circ$  e  $\alpha = 150^\circ$ , per la distribuzione modale di forze orizzontali (in rosso sono riportati i maschi danneggiati e in blu quelli ancora reagenti). Dal confronto con le corrispondenti mappe di collasso riportate nelle figure 15c e 15d si evince che, per tali angoli d'incidenza, il danno atteso è molto inferiore rispetto a quello relativo alla

## 5. Conclusioni

Nel presente articolo sono state discusse alcune strategie per valutare la prestazione sismica di edifici in muratura. Partendo dalla modellazione a macro-elementi delle singole pareti murarie, è stata esposta la formulazione di un *macro-elemento evolutivo a plasticità diffusa*, le cui capacità di resistenza e di spostamento cambiano al variare dello spostamento relativo tra le sezioni estreme. Ciò è reso possibile grazie alla definizione di *domini di resistenza* e di *curve caratteristiche* che dipendono dalla massima deformazione estensionale sulle sezioni maggiormente sollecitate e dalla deformazione tagliante. L'impiego di un approccio "alle deformazioni" consente di includere anche l'influenza della *non linearità meccanica* a livello di materiale, attraverso il legame costitutivo adottato per la muratura. Quest'ultimo, unitamente ai parametri elastici secanti utilizzati nelle analisi lineari, può essere differente a seconda del tipo di pannello murario considerato nella parete.

È stata messa a punto, inoltre, una procedura di *analisi statica non lineare in controllo di risposta* che aggiorna la distribuzione degli spostamenti lungo l'altezza dell'edificio, al variare dello spostamento laterale impresso al punto di controllo, in modo tale da rispettare la forma della distribuzione di forze orizzontali definita a monte

condizione di collasso dell'edificio.

Le figure 16a e 16b mostrano gli indici di danno globali definiti come percentuali di area dei maschi danneggiati in corrispondenza, rispettivamente, della domanda e della capacità di spostamento. In figura 16c si osserva, infine, la variabilità con  $\alpha$  del rapporto tra gli indici di danno globali riferiti alla domanda e alla capacità: tale parametro indica la percentuale dei maschi murari suscettibili di collasso che risulterebbe danneggiata per effetto della domanda di spostamento.

dell'analisi. A ciascun incremento di spostamento corrisponde una configurazione deformata della struttura e dunque dei pannelli che la compongono, cosicché alla *domanda globale* associata all'evento sismico atteso corrisponde una *domanda locale* sui singoli elementi strutturali. La prestazione sismica dell'intero organismo strutturale in termini di spostamenti risulta così direttamente legata a quella locale dei singoli macro-elementi.

Le suddette formulazioni teoriche sono state implementate in un programma di calcolo, denominato "Codice RAN", che consente di progettare e verificare edifici in muratura in presenza di azioni sismiche. Dopo una breve descrizione delle principali caratteristiche del Codice è stato illustrato un esempio di applicazione dell'analisi *pushover* su un edificio a tre piani in muratura ordinaria.

Le analisi sono state condotte ipotizzando dodici direzioni differenti dell'azione sismica per valutare la variabilità della *domanda* e della *capacità* con l'angolo d'incidenza dell'*input sismico*. Tale problema potrà essere oggetto di approfondimenti futuri attraverso l'analisi, con metodi differenti, di un considerevole numero di edifici in muratura, anche "irregolari in pianta". I risultati ottenuti per l'edificio esaminato (spiccatamente "regolare in pianta" secondo i criteri

Fig. 16  
Indici di danno globali:  
(a) allo spostamento richiesto; (b) al collasso; (c) loro rapporto.

della normativa) hanno dimostrato che la stima della vulnerabilità sismica effettuata lungo le due direzioni principali della pianta sarebbe risultata comunque conservativa, atteso che per una di esse si è riscontrato il massimo rapporto domanda/capacità. Ciò, invece, potrebbe non essere vero per edifici "irregolari".

Dal punto di vista metodologico è stato anche mostrato come, elaborando opportunamente i risultati delle analisi statiche non lineari, sia possibile ottenere *mappe di danno atteso* e *mappe di collasso* che consentono di esaminare la distribuzione del danno e di individuare possibili

concentrazioni nella pianta dell'edificio. La valutazione di indici di danno globali, definiti ad esempio inizialmente come percentuale di elementi danneggiati, può condurre agevolmente a stime preliminari dei costi di riparazione, quando le condizioni di sicurezza imposte dalle norme sono soddisfatte, o dei costi di rinforzo, in caso contrario. È quindi possibile ottenere gli scenari di danno corrispondenti a diverse soluzioni progettuali ed effettuare analisi costi-benefici per individuare quella ottimale dal punto di vista tecnico-economico.

### Bibliografia

- Antoniou S., Pinho R. (2004a) - Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4): 497-522.
- Antoniou S., Pinho R. (2004b) - Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5): 643-661.
- ATC, American Technical Council (2005) - FEMA 440: Improvements of nonlinear static seismic analysis procedures.
- Augenti N. (2000) - Il calcolo sismico degli edifici in muratura, UTET, Torino, 1ª edizione.
- Augenti N. (2007) - Resistenza delle fasce di piano di edifici in muratura sollecitati da azioni sismiche, *Atti del XII Convegno - L'Ingegneria Sismica in Italia*, Pisa, Articolo n. 7 (CD-ROM).
- Augenti N., Parisi F. (2009a) - Force-displacement curves in displacement control", *Atti del XIII Convegno "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bologna, Articolo n. S4-02 (CD-ROM).
- Augenti N., Parisi F. (2009b) - Influence of the constitutive law on the flexural strength of masonry panels, *Atti del XIII Convegno - L'Ingegneria Sismica in Italia*, Bologna, Articolo n. S4-03 (CD-ROM).
- Augenti N., Parisi F. (2009c) - Experimental data analysis on mechanical parameters of tuff masonry, *Atti del - Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures (Wondermasonry 2009)*, Lacco Ameno.
- Augenti N., Parisi F. (2010a) - Constitutive models for tuff masonry under uniaxial compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(11): 1102-1111. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000119.
- Augenti N., Parisi F. (2010b) - Ultimate flexural strength of unreinforced masonry spandrel panels, *Proceedings of the 8th International Masonry Conference*, Dresden, Paper No. 61 (CD-ROM).
- Augenti N., Parisi F., Prota A., Manfredi G. (2010) - In-plane lateral response of a full-scale masonry sub-assembly with and without an inorganic matrix-grid strengthening system, *Journal of Composites for Construction*, in press. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000193.
- Cattari S., Lagomarsino S. (2008) - A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in unreinforced masonry walls, *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, Paper No. 05-04-0041 (CD-ROM).
- CEN, Comité Européen de Normalisation (2004) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", *PrEN 1998-1*.
- Dazio A., Beyer K. (2010) - Seismic behaviour of different types of masonry spandrels, *Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Paper No. 468 (CD-ROM).
- De Stefano M., Pintucchi B. (2008) - A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6: 285-308. DOI: 10.1007/s10518-007-9052-3.
- Dolce M. (1991) - Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche. *L'Industria delle Costruzioni*, 25(242): 44-57.
- Dowell M., Jarratt P. (1972) - The Pegasus method for computing the root of an equation, *BIT Numerical Mathematics*, 12(4): 503-508.
- Fajfar P., Fischinger M. (1988) - N2 - a method for non-linear seismic analysis of regular buildings", *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Kyoto, Vol. 5, pp. 111-116.
- Fajfar P. (2000) - A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, 16(3): 573-592.
- Fajfar P. (2006) - The N2 method for asymmetric buildings, *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Paper No. 539 (CD-ROM).
- Fusier F., Vignoli A. (1993) - Analisi della capacità portante ultima di pareti murarie presso inflesse, *Ingegneria Sismica*, 10(2): 22-31.
- Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. (2006) - On the use of pushover analysis for existing masonry buildings, *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Paper No. 1080 (CD-ROM).

- Gattesco N., Macorini L., Isaia C., Noé S. (2009) - Shear resistance of spandrels in ancient brick-masonry buildings, Atti del XIII Convegno - L'Ingegneria Sismica in Italia, Bologna, Articolo n. S4.18 (CD-ROM).
- Magenes G., Calvi G.M. (1997) - In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(11): 1091-1112.
- MIT (2008) - D.M. 14.01.2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 29.
- MIT (2009) - Circ. 02.02.2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Supplemento ordinario n. 27 alla *Gazzetta Ufficiale*, 47.
- Petti L., Marino I., Cuoco L. (2008) - Nuovi strumenti per lo studio della risposta sismica di strutture irregolari in pianta, *Ingegneria Sismica*, 15(2): 24-33.
- Shibata A., Sozen M.A. (1976) - Substitute-structure method for seismic design in R/C, *Journal of Structural Division, ASCE*, 102(1): 1-18.
- Turnšek V., Čačovič F. (1971) - Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Brick & Block Masonry Conference*, West H.W.H., Speed K.H. editors, The British Ceramic Research Association, Stoke-on-Trent, pp. 149-156.
- Vidic T., Fajfar P., Fischinger M. (1994) - Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23(5): 507-521. DOI: 10.1002/eqe.4290230504.