

Vulnerabilità Sismica di Edifici in C.A. Irregolari in Pianta: Modellazione ed Analisi Statica Non Lineare



Fabio Mazza

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università della Calabria, 87036, Rende (Cosenza).

Parole chiave: Vulnerabilità sismica; Strutture intelaiate in c.a.; Interazione sforzo normale-flessione biassiale; Analisi statica non lineare; Domini di capacità.

SOMMARIO

La valutazione della vulnerabilità sismica di strutture esistenti in c.a. con forma irregolare in pianta può richiedere l'individuazione delle direzioni di maggiore "debolezza". A tal fine, nel presente lavoro viene messo a punto un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare di strutture intelaiate spaziali utilizzando una procedura "step-by-step", basata sul metodo dell'arco di curva per la costruzione della curva di capacità. La risposta non lineare degli elementi in c.a. è valutata mediante un modello a plasticità concentrata, che prevede una schematizzazione a falde piane del dominio di interazione sforzo normale-flessione biassiale, relativo alle sezioni critiche di estremità di travi e pilastri. Il modello proposto è utilizzato per l'analisi della vulnerabilità sismica di un caso studio rappresentato dalla sede municipale del Comune di Spilinga (Vibo Valentia), realizzata agli inizi degli anni '60 e progettata facendo riferimento ai Regi Decreti Legge n. 640 (1935) e n. 2105 (1937). Per tale edificio, con struttura intelaiata in c.a. e pianta a forma di "L", è disponibile la documentazione relativa ad una campagna di indagini eseguite al fine di effettuare il rilievo geometrico e la caratterizzazione meccanica mediante prove sui materiali. L'affidabilità del modello numerico proposto viene verificata mediante il confronto con un modello a fibre, in base ai risultati di analisi statiche non lineari condotte sull'edificio oggetto di studio. Domini limite di capacità, sia in termini di spostamento che di resistenza, consentono la valutazione della vulnerabilità sismica al variare della direzione di carico. In particolare, sulla base di tali domini piani viene controllato il rispetto dei limiti prestazionali fissati dalle norme tecniche per le costruzioni.

1 INTRODUZIONE

La vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti, in particolare di edifici con struttura in c.a., è un problema molto attuale e di notevole rilevanza. Limitando l'attenzione agli edifici pubblici, particolarmente esposti in relazione alla loro destinazione d'uso, in molti casi emergono livelli di rischio sismico medio-alti dovuti a carenze derivanti da una progettazione effettuata in base a passate normative, che, alla luce delle attuali conoscenze, risultano essere inadeguate sia nella definizione delle azioni sismiche di progetto che nella scelta delle caratteristiche strutturali e

dei dettagli costruttivi. A ciò si deve aggiungere l'effettivo grado di conoscenza della struttura, la cui documentazione di progetto è spesso andata perduta e la cui conoscibilità diretta è limitata dai costi e dall'intrusività delle operazioni necessarie a conseguirla (per es., Masi et al., 2008; De Stefano et al., 2012).

Nel caso di strutture in c.a. irregolari in pianta le approssimazioni legate all'utilizzo delle procedure semplificate di analisi statica non lineare messe a punto per problemi piani (Kreslin e Fajfar, 2012) possono rendere opportuno procedere alla costruzione di domini di capacità (Marino e Petti, 2011), con i quali valutare la vulnerabilità sismica di un edificio al variare della

direzione di carico. A tal fine, nel presente lavoro viene messo a punto un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare di strutture intelaiate spaziali in c.a., utilizzando una procedura "step-by-step" (Mazza e Mazza, 2010) che fa uso del metodo dell'arco di curva per la costruzione della curva di capacità attraverso incrementi di un'ascissa curvilinea (Riks, 1979). La risposta non lineare degli elementi strutturali è riprodotta mediante un modello a plasticità concentrata. In particolare, è considerata una schematizzazione a falde piane del dominio di interazione di sforzo normale e flessione biassiale relativamente alle sezioni di estremità di travi e pilastri (Mazza e Mazza, 2012). I risultati numerici ottenuti utilizzando il modello a fibre disponibile nel codice di calcolo Biaxial (Di Ludovico et al. 2010) sono utilizzati per verificare l'affidabilità della linearizzazione a tratti del dominio elastico.

Il modello proposto viene utilizzato per la valutazione della vulnerabilità sismica di un caso studio rappresentato dalla sede municipale del Comune di Spilinga (Vibo Valentia), realizzata agli inizi degli anni sessanta e progettata facendo riferimento ai Regi Decreti Legge n. 640 (1935) e n. 2105 (1937). Si tratta di una costruzione con struttura intelaiata in c.a. e pianta a forma di "L", costituita da due piani fuori terra con copertura a falde piane e sottotetto non accessibile. Per tale edificio è disponibile la documentazione relativa ad una campagna d'indagine volta al rilievo geometrico della struttura e alla caratterizzazione meccanica dei materiali. Al fine di ottenere un livello di conoscenza "adeguato" (LC2 in base alle attuali norme tecniche per le costruzioni, NTC08) si è proceduto ad un progetto simulato della struttura, considerando le normative vigenti ed i dettagli costruttivi in uso all'epoca della costruzione.

L'affidabilità del modello proposto viene valutata considerando un modello a fibre (Seismostruct, 2008) e vengono confrontati i risultati delle analisi statiche non lineari condotte sull'edificio di Spilinga, considerando due distribuzioni di forze lungo l'altezza (uniforme e triangolare) applicate secondo le due direzioni principali in pianta. Infine, domini limite di capacità, sia in termini di spostamento che di resistenza, consentono la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio al variare della direzione di carico. In particolare, sulla base di tali domini piani, viene controllato il rispetto dei limiti prestazionali previsti dalle NTC08, considerando: gli stati limite di esercizio di operatività (SLO) e danno (SLD), corrispondenti al raggiungimento di spostamenti di interpiano non superiori, rispettivamente, allo 0.33% ed allo

0.5% dell'altezza di piano; gli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC) che corrispondono, rispettivamente, al raggiungimento in almeno una trave o un pilastro di $\frac{3}{4}$ o del totale della rotazione ultima.

2 DOMINIO DI INTERAZIONE DI SFORZO NORMALE E FLESSIONE BIASSIALE

Il primo passo per l'analisi statica non lineare di strutture intelaiate spaziali in c.a. è stato la costruzione del dominio elastico di interazione tra sforzo normale (N) e flessione biassiale (M_y - M_z), con riferimento alle sezioni critiche di estremità di una trave o di un pilastro, dove sono attese le maggiori deformazioni plastiche. Si è considerata una schematizzazione a falde della superficie di plasticizzazione, che prevede una linearizzazione a tratti del contorno. In particolare, un'adeguata rappresentazione del dominio di interazione N - M_y - M_z viene ottenuta considerando 26 falde piane di cui: 6 si riferiscono alle superfici normali agli assi principali x , y e z dell'elemento strutturale (Figura 1a); 12 si riferiscono alle superfici ortogonali alle bisettrici dei piani y - z , x - y ed x - z (Figura 1b); 8 si riferiscono ai piani ortogonali alle bisettrici degli ottanti (Figura 1c).

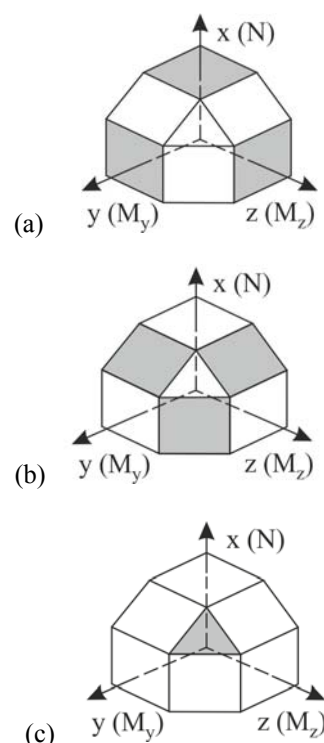


Figura 1. Schematizzazione a falde piane del dominio di sforzo normale e flessione biassiale di una sezione in c.a..

Per la costruzione della k -esima falda di tale dominio si assegna inizialmente un possibile vettore di deformazione plastica, riferito al baricentro geometrico della sezione trasversale

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k} = [\varepsilon_{P,k}, \chi_{Py,k}, \chi_{Pz,k}]^T \quad (1)$$

dove $\varepsilon_{P,k}$ rappresenta la deformazione plastica assiale e $\chi_{Py,k}$ e $\chi_{Pz,k}$ sono le curvature plastiche lungo le direzioni principali y e z della sezione. A partire da $\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k}$, sulla base di legami triangolo-rettangolo per il calcestruzzo e per l'acciaio, si valuta il corrispondente vettore di sollecitazione

$$\boldsymbol{\sigma}_{P,k} = [N_{P,k}, M_{Py,k}, M_{Pz,k}]^T \quad (2)$$

essendo dalle equazioni di equilibrio:

$$N_{P,k} = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{n_b} A_{si} \sigma_{si} \quad (3)$$

$$M_{Py,k} = \int_{A_c} \sigma_c z dA + \sum_{i=1}^{n_b} A_{si} \sigma_{si} z_i \quad (4)$$

$$M_{Pz,k} = - \int_{A_c} \sigma_c y dA - \sum_{i=1}^{n_b} A_{si} \sigma_{si} y_i \quad (5)$$

dove A_c è l'area di calcestruzzo compresso mentre n_b ed A_{si} rappresentano, rispettivamente, il numero di barre longitudinali e l'area della sezione trasversale di ciascuna barra.

In base alla deformata $\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k}$ imposta vengono valutate le deformazioni in corrispondenza di ogni vertice della sezione (Figura 2a). Individuato il vertice con la massima deformazione e considerata una deformazione ultima del cls compresso pari allo 0.35%, viene determinato un coefficiente riduttivo $\alpha_1 (= \varepsilon_{cu} / |\varepsilon_{c,max}|)$ che consente di ridurre, eventualmente, le deformazioni iniziali definendo un nuovo vettore deformazione plastica (Figura 2b). Lo stesso controllo viene effettuato per la barra tesa più sollecitata, assumendo una deformazione ultima dell'acciaio pari all'1% e valutando, se necessario, un ulteriore coefficiente riduttivo $\alpha_2 (= \varepsilon_{su} / \varepsilon_{s,max})$ del vettore $\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k}$ (Figura 2c). Successivamente, in base alle Equazioni (3-5), si procede alla valutazione delle sollecitazioni ultime associate alle 26 normali $\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k} = \mathbf{n}_k$ al dominio. Ulteriori dettagli si possono trovare nel lavoro di Mazza e Mazza (2012).

Definiti i punti di tangenza con il dominio elastico della sezione, per ciascuna falda risulta definito un punto ad essa appartenente e la normale alla stessa. La costruzione del dominio viene quindi effettuata mediante l'intersezione tra piani adiacenti. Fissato un generico piano, la procedura consiste nell'individuare due piani ad esso contigui e nel risolvere il sistema delle tre equazioni che definiscono i piani considerati, nelle tre incognite rappresentate dalle coordinate nello spazio $N-M_y-M_z$, del loro punto P di intersezione. Ad esempio, con riferimento ai piani n. 1, n. 11 e n. 15, riportati in Figura 3, si ottiene:

$$\begin{cases} N - N_{P,1} = 0 \\ c_{yx}(N - N_{P,11}) + (M_y - M_{P,y,11}) = 0 \\ c_{zx}(N - N_{P,15}) + (M_z - M_{P,z,15}) = 0 \end{cases} \quad (6)$$

verificando infine che il punto trovato appartenga alla superficie esterna del dominio.

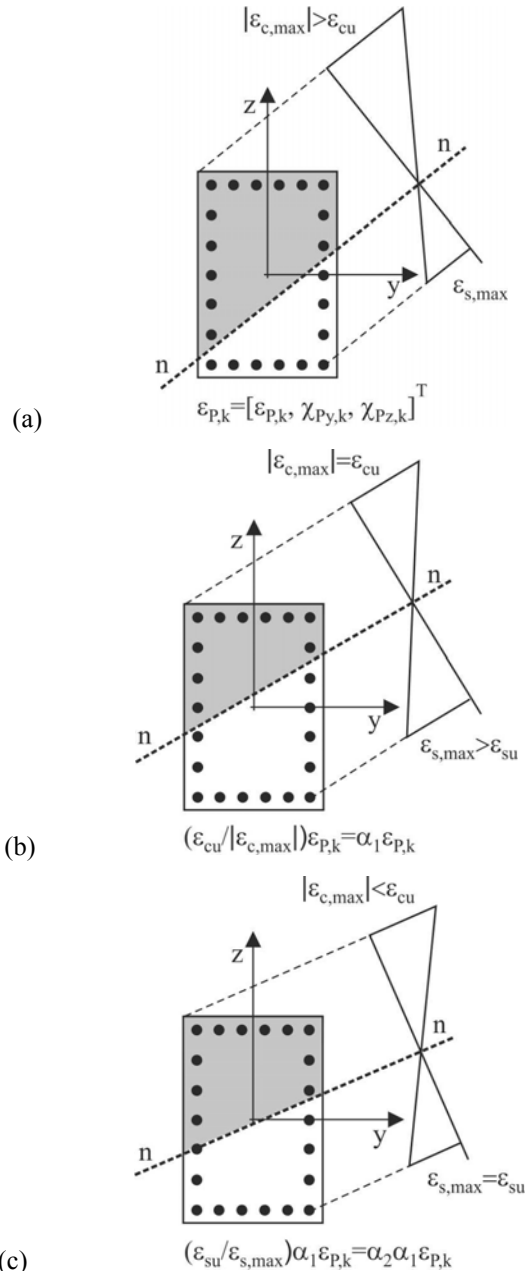


Figura 2. Controllo delle deformazioni ultime del calcestruzzo compresso e dell'armatura tesa.

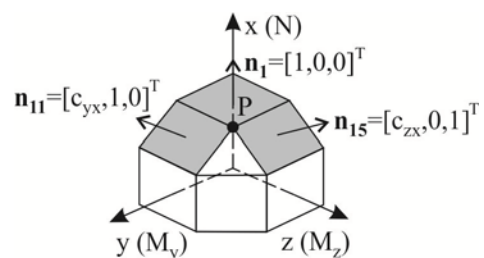


Figura 3. Esempio di punto di intersezione tra falde vicine.

3 ANALISI STATICA NON LINEARE DI UNA STRUTTURA IN C.A.

Gli studi sperimentali (Bousias et al., 1995) sul comportamento inelastico di elementi in c.a. hanno indicato la necessità di disporre di un modello che descriva adeguatamente l'interazione tra sforzo normale e flessione biassiale. La descrizione del comportamento inelastico di elementi strutturali in c.a. si può ottenere ricorrendo a diversi modelli, classificabili in relazione ai gradi di affinamento e complessità desiderati (Bousias et al., 2002). Nel presente lavoro viene considerato un modello a plasticità concentrata basato sulla schematizzazione a falde piane della sezione trasversale, illustrata nel precedente paragrafo. A ciascun passo dell'analisi, noti lo stato iniziale e l'incremento di carico nel passo, il comportamento elasto-plastico può essere determinato utilizzando il principio di Haar-Kàrmàn (Mazza e Mazza, 2010). In particolare, nell'ipotesi di deformazioni torsionali elastiche ($M_t = M_{tE}$) e di deformabilità a taglio trascurabile, il principio di Haar-Kàrmàn stabilisce che la soluzione elasto-plastica, in termini di sforzo normale N e momenti flettenti M_y ed M_z delle sezioni di estremità (raccolti nel vettore σ_{EP}), è quella con la minima distanza dalla soluzione elastica (raccolta nel vettore σ_E). E' possibile dimostrare che la soluzione elasto-plastica si può ottenere minimizzando l'energia complementare

$$\Pi_c = \frac{L}{2} \int_0^1 (\sigma_{EP} - \sigma_E)^T \mathbf{D}^{-1} (\sigma_{EP} - \sigma_E) d\xi = \min. \quad (7)$$

dove $\xi (=x/L)$ è un'ascissa adimensionale, L è la lunghezza dell'elemento di trave mentre

$$\mathbf{D} = E \begin{bmatrix} A & 0 & 0 \\ 0 & I_y & 0 \\ 0 & 0 & I_z \end{bmatrix} \quad (8)$$

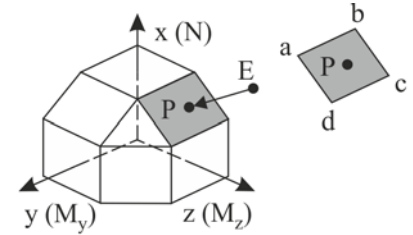
Inoltre, le condizioni di ammissibilità plastica

$$g_k(\sigma_{EP}) \leq 0 \quad \text{for } k = 1..n_{fp} \quad (9)$$

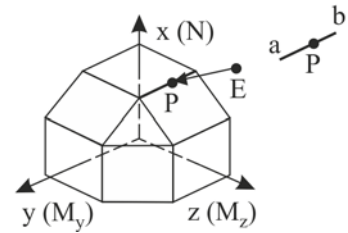
devono essere rispettate per le $n_{fp}(=26)$ falde piane del dominio elastico considerato.

L'algoritmo di rientro sul dominio elastico prevede, come primo passo, l'individuazione dell'ottante di riferimento sulla base della soluzione elastica. Successivamente, si procede all'individuazione della falda attiva (Figura 4a), al rientro sul dominio elastico ed al controllo di appartenenza alla falda attiva della soluzione elasto-plastica rappresentata dal punto P. Se non sono presenti falde attive si individua il lato attivo

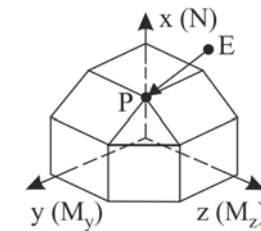
(Figura 4b) e si procede al rientro sul dominio ed al controllo di appartenenza del punto P al lato attivo. Infine, se non sono presenti lati attivi si procede all'individuazione dello spigolo attivo (Figura 4c), al rientro sul dominio ed al controllo di coincidenza del punto P con lo spigolo attivo.



(a) Rientro su una falda.



(b) Rientro sulla linea di intersezione tra due falde.



(c) Rientro sul punto intersezione tra più falde.

Figura 4. Soluzione elastoplastica: algoritmo di rientro.

L'analisi statica non lineare viene eseguita utilizzando una procedura "step-by-step" basata sull'equazione di equilibrio

$$\mathbf{f}[\mathbf{u}] = \mathbf{p}(\lambda) \quad (10)$$

che corrisponde ad un sistema non lineare di tipo implicito nel vettore di spostamento incognito \mathbf{u} , dove \mathbf{f} e \mathbf{p} rappresentano, rispettivamente, il vettore della reazione strutturale ed il vettore dei carichi esterni mentre λ è il moltiplicatore del carico. Per evitare problemi di convergenza in prossimità dello SLC, corrispondente alla zona più critica del percorso di equilibrio, viene considerato il metodo dell'arco di curva (Riks, 1979), che si basa sulla scelta di un'ascissa curvilinea nello spazio $\{\mathbf{u}, \lambda\}$. L'idea principale dello schema iterativo è quella di introdurre esplicitamente il moltiplicatore di carico λ come un'ulteriore incognita. Per fissare la lunghezza dell'arco (Figura 5) viene imposta la condizione di ortogonalità tra la correzione iterativa $\{\dot{\mathbf{u}}, \dot{\lambda}\}$ e l'incremento totale nel passo $\{\Delta \mathbf{u}, \Delta \lambda\}$. Il

seguito schema di iterazione sui residui può essere utilizzato per risolvere l'Equazione (10):

$$\mathbf{r}^{(j)} = \dot{\lambda} \mathbf{p} - \bar{\mathbf{K}} \dot{\mathbf{u}} \quad (11)$$

$$\Delta \mathbf{u}^T \bar{\mathbf{K}} \dot{\mathbf{u}} + \gamma \Delta \lambda \dot{\lambda} = 0 \quad (12)$$

dove, nella j-esima iterazione, $\bar{\mathbf{K}}$ è la matrice di rigidezza secante, $\Delta \mathbf{u} = \mathbf{u}^{(j)} - \mathbf{u}_0$, $\Delta \lambda = \lambda^{(j)} - \lambda_0$ mentre γ è un opportuno parametro metrico (una scelta conveniente può essere $\gamma=0$). Il processo iterativo termina quando un'opportuna misura dell'errore residuo ($\|\mathbf{r}^{(j)}\|$) diventa minore di un'assegnata tolleranza (per es. $\varepsilon_{tol}=10^{-4}$).

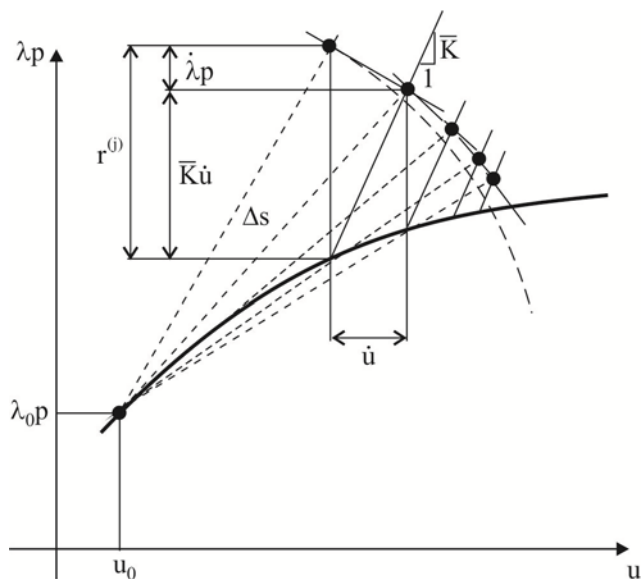


Figura 5. Metodo dell'arco di curva per analisi statica non lineare (Riks, 1979).

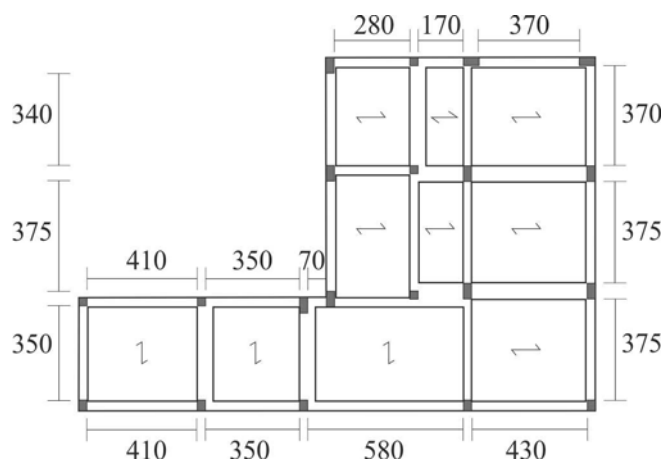
4 IL CASO STUDIO: SEDE MUNICIPALE DEL COMUNE DI SPILINGA (V.V.)

Il caso studio considerato nel presente lavoro è la sede municipale del Comune di Spilinga a Vibo Valentia (Figura 6a). E' una costruzione in c.a. progettata e realizzata agli inizi degli anni '60, sulla base della normativa antisismica in vigore all'epoca (Regi Decreti Legge, 1935 e 1937). La struttura portante in c.a., con due piani fuori terra ed una copertura a falde con sottotetto non accessibile, era stata progettata alle tensioni ammissibili, assumendo il grado di sismicità S=12 (coefficiente di intensità sismica, C=0.10). L'edificio è servito da un vano scala con schema strutturale a travi a ginocchio. I carichi verticali sono rappresentati da carichi permanenti e variabili, i cui valori sono rispettivamente pari a: 5,10 kN/m² e 3 kN/m², per il primo piano; 3,90 kN/m², che include anche il peso della copertura, e 0,50 kN/m², per il secondo piano. Il peso delle tamponature, costituite da due foderi di mattoni pieni di spessore 12 cm ciascuna, è stato assunto

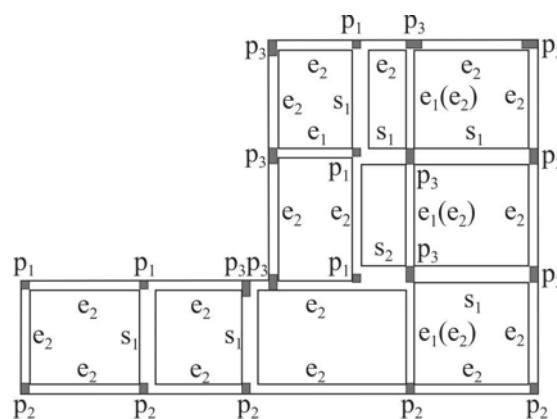
pari a 4,10 kN/m². Strutturalmente l'edificio si presenta irregolare in pianta, con forma ad "L"; planimetricamente si estende per 19,20 m nella direzione maggiore e per 13,10 m nella direzione minore, con una superficie coperta di 160,00 m². Il dettaglio delle dimensioni geometriche e dell'orditura dei solai è riportato in Figura 6b. La struttura portante è costituita da telai in c.a., per un'altezza complessiva di 6,80 m, avendo il primo ed il secondo piano, rispettivamente, altezza di 3,30 m e 2,90 m. La massa della copertura è stata assegnata all'orizzontamento del secondo livello.



(a) Stato attuale.



(b) Pianta (dimensioni in cm).



(c) Tipologie di elementi strutturali.

Figura 6. Sede municipale di Spilinga (Vibo Valentia).

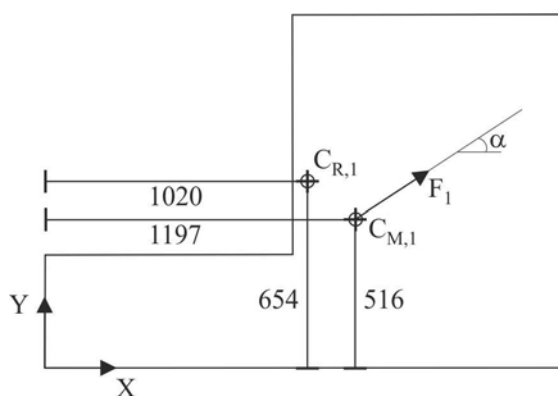
Nel 2004, l'Amministrazione del comune di Spilinga ha condotto una campagna di indagini sull'edificio, effettuando un rilievo geometrico e la caratterizzazione meccanica della struttura mediante prove sui materiali. Le dimensioni delle sezioni trasversali dei pilastri (p), costanti sui due piani, delle travi emergenti (e) e delle travi a spessore (s) sono riportate nella Tabella 1 ed indicate nella Figura 6c. E' interessante osservare che alcune trave emergenti del secondo piano (vedi simboli riportati in parentesi nella Figura 6c) presentano sezione trasversale maggiore di quella della corrispondente trave del primo piano. Inoltre, nella Figura 7 sono riportate le posizioni dei baricentri delle masse (C_M) e delle rigidezze (C_R) al 1° ed al 2° piano. La presenza di rientri superiori al 25% della dimensione totale in pianta, secondo le due direzioni principali (X ed Y), rende l'edificio classificabile come irregolare in pianta (NTC08).

Tabella 1. Sezioni trasversali dei pilastri (p).

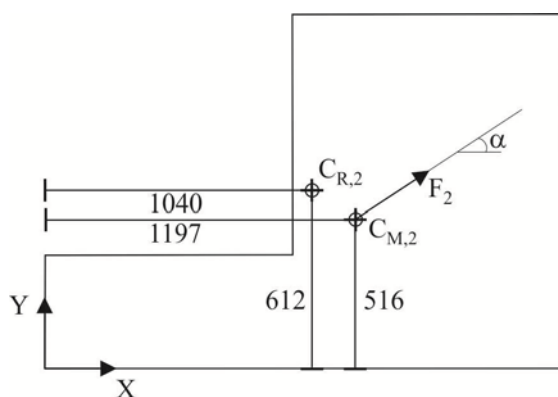
Tipo	p ₁	p ₂	p ₃
Sez. (dimensioni in cm)	30x30	30x40	30x60

Tabella 2. Sezioni trasversali delle travi emergenti (e) ed a spessore (s).

Tipo	e ₁	e ₂	s ₁	s ₂
Sez. (dimensioni in cm)	30x40	35x50	60x21	90x21



(a) 1° piano (dimensioni in cm).



(b) 2° piano (dimensioni in cm).

Figura 7. Baricentri delle masse (C_M) e delle rigidezze (C_R).

La resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo, assunta pari a 16,6 MPa, è stata determinata tramite il metodo SonReb, correlando i risultati di prove non distruttive sclerometriche e ad ultrasuoni. Si può osservare che tale valore è inferiore a quello medio documentato per opere pubbliche realizzate in Italia negli anni '60 (Verderame et al., 2001a). Inoltre, la tensione di snervamento dell'acciaio è stata assunta pari a 310,0 MPa, corrispondente ad un acciaio di classe Aq60 in uso negli anni '60 (Verderame et al., 2001b). I valori medi delle resistenze così ottenuti sono stati divisi per il fattore di confidenza ($FC=1,20$), corrispondente ad un livello di conoscenza "adeguato" (NTC, 2008). Per ottenere tale livello è stato effettuato un progetto simulato dell'edificio, considerando la normativa vigente all'epoca della costruzione. Sulla base della carpenteria così ottenuta si è proceduto al calcolo delle rotazioni ultime degli elementi strutturali, in accordo con le prescrizioni sugli edifici esistenti previste dall'attuale normativa sismica (Circolare Ministeriale, 2009).

5 RISULTATI NUMERICI

I risultati numerici ottenuti, utilizzando il modello a fibre disponibile nel codice di calcolo Biaxial (Di Ludovico et al. 2010), sono stati inizialmente utilizzati per verificare l'affidabilità della proposta schematizzazione a falde piane del dominio di interazione tra sforzo normale e flessione biassiale. A tal fine, è stata considerata una sezione di dimensioni 40cmx70cm ($A_c=2800$ cm²) con una percentuale geometrica di armatura longitudinale pari al 2%, corrispondente a 28Ø16mm ($A_s=56$ cm²). Una resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo pari a 25,0 MPa ed una resistenza allo snervamento per l'acciaio di 450,0 MPa sono state considerate nelle analisi. In Figura 8, al fine di confrontare il modello a falde piane (riportato con linea continua) con il modello a fibre (riportato con linea tratteggiata) sono stati rappresentati i domini di flessione biassiale (M_y - M_z) corrispondenti a diversi valori dello sforzo normale. Come si può osservare, una buona rappresentazione del dominio elastico è stata ottenuta: nel caso di pilastri, sia per sforzi di trazione (Figura 8a), per convenzione positivi, che per sforzi di compressione, anche superiori al valore corrispondente alla rottura bilanciata (Figura 8d); nel caso di travi, ipotizzando assenza di sforzo normale (Figura 8b).

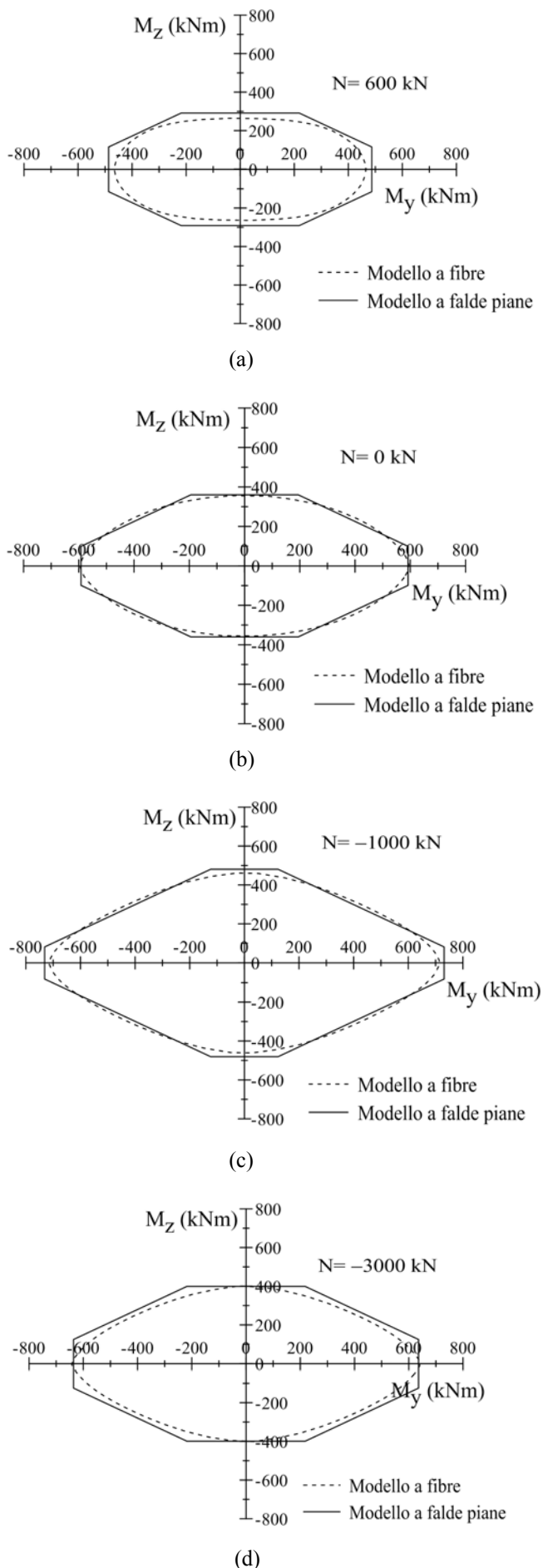


Figura 8. Confronto tra domini elastici di flessione deviata al variare del modello numerico.

Successivamente, si è proceduto alla taratura del modello a plasticità concentrata sulla base di una modellazione a fibre (Seismostruct, 2008), che consente di descrivere in maniera più accurata il comportamento strutturale. A tal fine, sull'edificio di Spilinga sono state eseguite le analisi statiche non lineari secondo le due direzioni principali in pianta, applicando i carichi gravitazionali e due distribuzioni di forze orizzontali agenti nel baricentro delle masse C_M di ciascun piano: uniforme (Figura 9a), ossia proporzionale alle masse di piano; triangolare (Figura 9b), ossia proporzionale al prodotto delle masse di piano per le corrispondenti componenti del primo modo di vibrare, assunto di tipo lineare. Il tagliante alla base (T) e lo spostamento in sommità (u) sono stati adimensionalizzati dividendoli per il peso sismico (W_t) e l'altezza totale (H_t) dell'edificio, rispettivamente. Tutte le analisi sono state interrotte allo stato limite di collasso (SLC), per raggiungimento della rotazione ultima di almeno una sezione critica di una trave o di un pilastro o per formazione di un meccanismo di collasso.

Nella modellazione a fibre (MF) della struttura si è adottata una formulazione del tipo "force-based" e ciascun elemento strutturale è stato suddiviso in quattro sotto-elementi: due per le regioni critiche di estremità, ciascuna di lunghezza pari a $L/8$; due per il tratto centrale, ciascuno di lunghezza pari a $3L/8$. A sua volta, la parte confinata delle sezioni è stata suddivisa in 200 fibre mentre, vista la presenza di una limitata staffatura, si è trascurato il contributo della parte non confinata. Per il calcestruzzo è stato considerato il legame costitutivo proposto da Mander (Mander et al. 1988) mentre per l'acciaio si è considerato un legame bilineare con rapporto di incrudimento pari allo 0.5%.

Per tener conto della riduzione della rigidezza flessionale, conseguente alla fessurazione del calcestruzzo, le normative sismiche internazionali riportano formulazioni sostanzialmente diverse (Priestley, 2003). Nel modello a plasticità concentrata (MPC) proposto sono stati introdotti dei coefficienti riduttivi da applicare alle inerzie (geometriche) delle travi e dei pilastri ed al modulo elastico (tangente all'origine) del calcestruzzo. In particolare, sono stati utilizzati diversi gruppi di coefficienti correttivi della rigidezza flessionale, distinti: (a) per singolo elemento strutturale; (b) per piano e per direzione; (c) solo per piano. Per brevità, in Figura 9 sono riportate in rosso solo le curve di capacità ottenute considerando i coefficienti riduttivi del gruppo (c). Tali valori forniscono risultati in buon accordo con quelli relativi al

modello a fibre (curve in blu). Inoltre, sono quelli più adatti per le analisi al variare dell'angolo di incidenza della forza sismica e, pertanto, vengono utilizzati nella successiva costruzione dei domini limite di capacità.

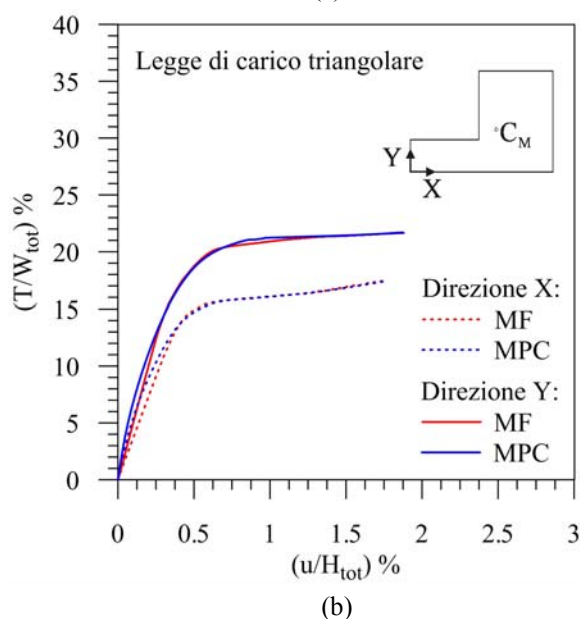
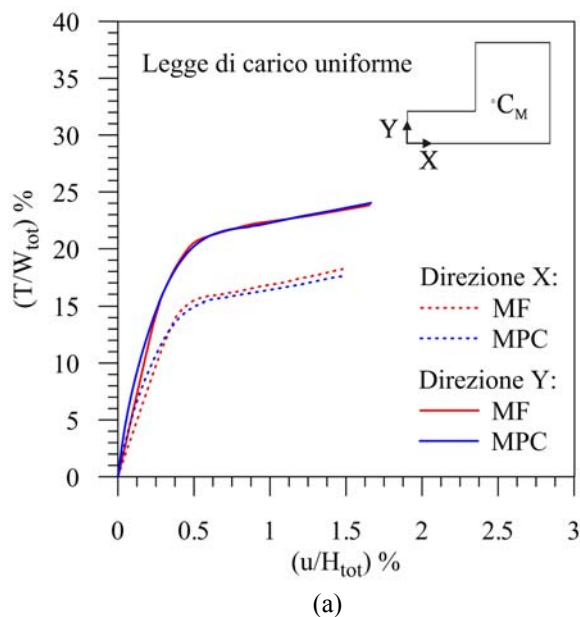


Figura 9. Confronto tra le curve di capacità al variare del modello numerico.

Nella Figura 10 sono messe a confronto le curve di capacità ottenute utilizzando il modello a plasticità concentrata sopra visto, applicando le distribuzioni di forze orizzontali uniformi e triangolare secondo le direzioni principali X (Figura 10a) ed Y (Figura 10b) della pianta dell'edificio, in entrambi i versi. Le curve di capacità sono interrotte in corrispondenza del raggiungimento dello stato limite di collasso (SLC); inoltre, su tutte le curve sono indicati i punti in cui vengono attinti gli altri stati limite. In particolare, sono riportati: i punti corrispondenti

agli stati limite di esercizio di operatività (SLO) e danno (SLD), corrispondenti al raggiungimento di spostamenti di interpiano non superiori, rispettivamente, allo 0,33% ed allo 0,5% dell'altezza di piano: i punti relativi agli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC), per i quali si raggiungono, rispettivamente, $\frac{3}{4}$ o il totale della rotazione ultima in almeno una trave o un pilastro.

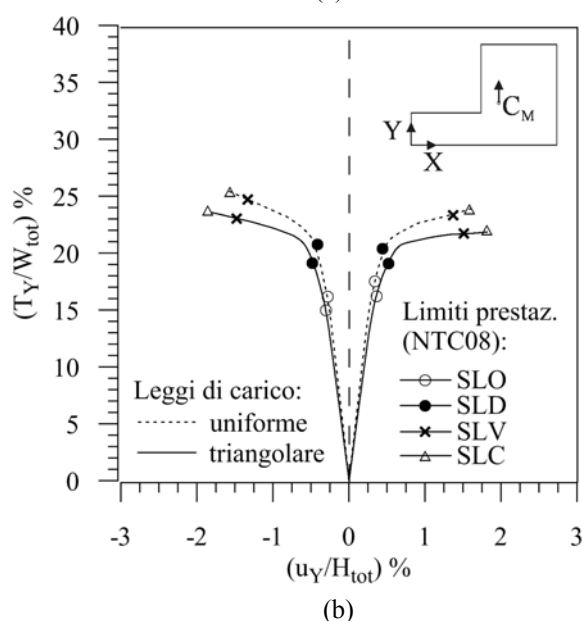
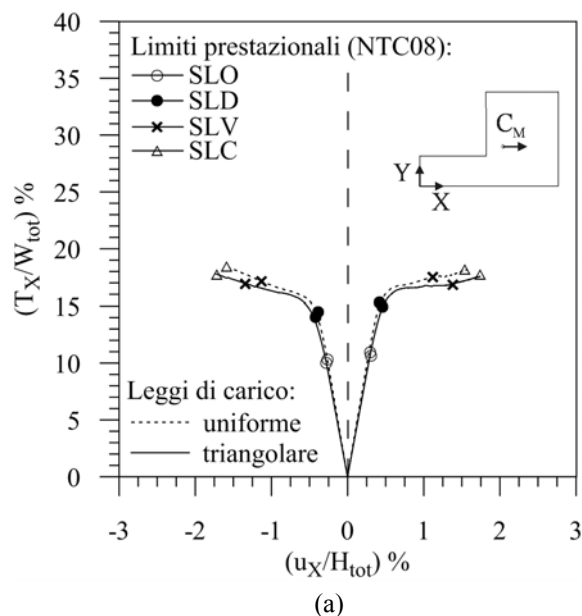


Figura 10. Confronto tra le curve di capacità ottenute con il modello a plasticità concentrata, al variare della legge e della direzione di carico.

Dall'esame delle curve di capacità si nota, in direzione X, una risposta confrontabile per i due versi di applicazione della forza sismica e per le due distribuzioni di carico (Figura 10a); di contro, maggiori differenze sono evidenti nella direzione Y (Figura 10b). Le curve di capacità relative alla legge di carico di tipo triangolare sono risultate

più restrittive, in entrambe le direzioni, in termini di resistenza; al contrario, le curve di capacità corrispondenti alla distribuzione uniforme sono risultate più cautelative in termini di spostamento. Infine, si può notare che al variare della legge di carico, in tutte e due le direzioni e per ambo i versi, i limiti prestazionali corrispondenti ad SLO ed SLD si verificano per valori confrontabili degli spostamenti mentre differenze più evidenti emergono per SLV ed SLC.

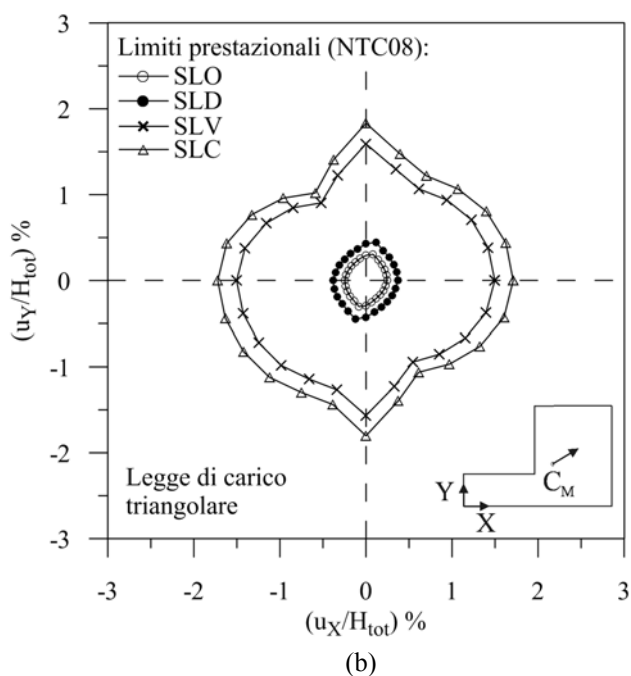
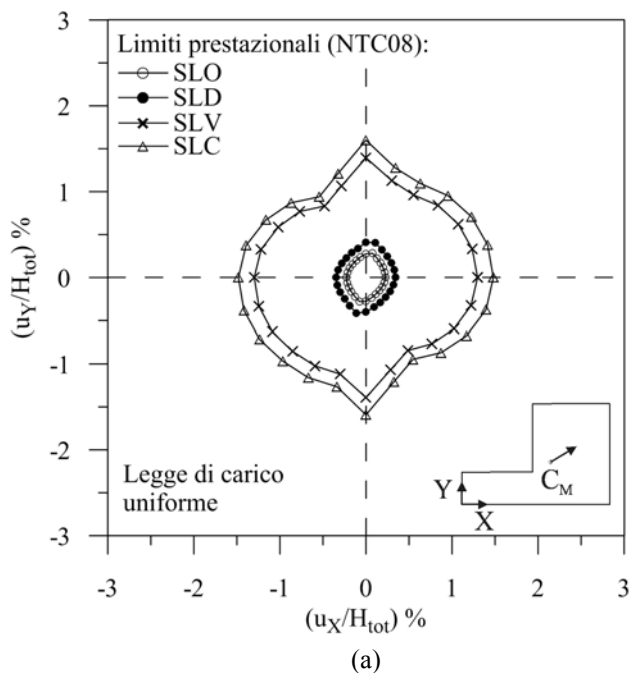


Figura 11. Domini capacità in termini di spostamento in sommità, per stati limite di esercizio (SLO ed SLD) ed ultimi (SLV ed SLC).

A partire dalle curve di capacità ottenute al variare dell'angolo di incidenza (α) in pianta delle forze sismiche, tra 0° e 360° con intervallo

costante di 15° , sono stati costruiti i domini di capacità in termini di spostamento in sommità (Figura 11) e di tagliante alla base (Figura 12) secondo le direzioni principali X (u_X e T_X) ed Y (u_Y e T_Y). Tali domini consentono di individuare, per ognuno degli stati limite di esercizio ed ultimi considerati, le direzioni in pianta potenzialmente più vulnerabili. In particolare, i domini in termini di spostamento evidenziano come le direzioni più "deboli" per SLO e SLD siano quelle ottenute per $\alpha=330^\circ$, sia nel caso di carico uniforme (Figura 11a) che di carico triangolare (Figura 11b), anche se gli stati limite vengono raggiunti per valori molto simili al variare della direzione.

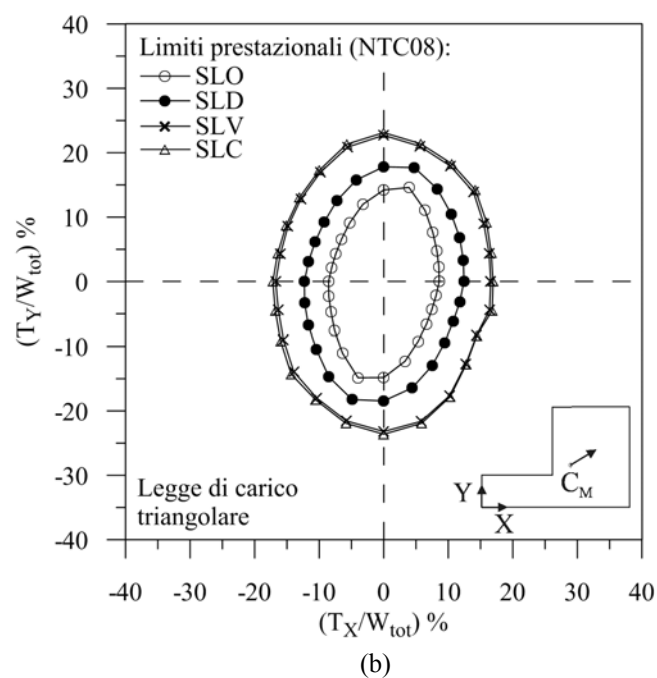
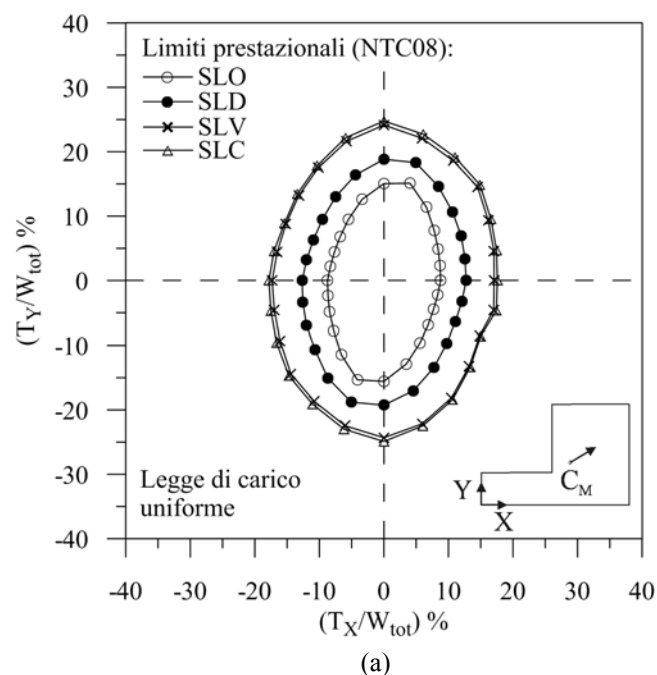


Figura 12. Domini capacità in termini di tagliante alla base, per stati limite di esercizio (SLO ed SLD) ed ultimi (SLV ed SLC).

Al variare dell'angolo di incidenza della forza sismica si osserva una maggiore dispersione dei valori per SLV ed SLC, con direzioni più "deboli" per $\alpha=120^\circ$, sia nel caso di carico uniforme (Figura 11a) che di carico triangolare (Figura 11b). Infine, un'apprezzabile variazione di resistenza al variare dell'angolo α si rileva, per tutti gli stati limite, dai domini di capacità in termini di tagliante (Figura 12).

6 CONCLUSIONI

E' stato messo a punto un codice di calcolo per l'analisi statica non lineare di strutture intelaiate spaziali in c.a.. La risposta non lineare è stata riprodotta con un modello a plasticità concentrata basato su una schematizzazione a falde piane del dominio di interazione sforzo normale-flessione biassiale relativo alle sezioni di estremità di travi e pilastri. La taratura sulla base di un modello a fibre ha evidenziato la possibilità di ottenere buoni risultati utilizzando un modello semplice e computazionalmente poco dispendioso.

Con il modello proposto è stata analizzata la vulnerabilità sismica di un edificio con struttura intelaiata in c.a., realizzato agli inizi degli anni '60 in base ai Regi Decreti Legge n. 640 (1935) e n. 2105 (1937). La scelta di tale edificio, sede del Municipio di Spilinga (VV), è legata alla forma ad "L" della sua pianta. Si è esaminata la documentazione disponibile in Comune, relativa al rilievo geometrico ed alla caratterizzazione dei materiali. Al fine di conseguire un livello di conoscenza "adeguato" si è eseguito un progetto simulato della struttura con riferimento alle normative vigenti all'epoca di costruzione.

La costruzione dei domini limite di capacità, in termini di spostamento in sommità e di tagliante alla base, ha evidenziato l'importanza di eseguire un'analisi statica non lineare spaziale nel caso di strutture irregolari in pianta. Difatti, l'edificio di Spilinga non sempre ha manifestato la maggiore vulnerabilità secondo le direzioni principali, con livelli prestazionali confrontabili al variare della direzione di carico per gli stati limite di esercizio (SLO ed SLD) e maggiori dispersioni, soprattutto in termini di spostamento, per gli stati limite ultimi (SLV ed SLC).

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato finanziato dal RELUIS, task 2.3.2 - Convenzione Dip. Prot. Civile RELUIS 2010-2013.

BIBLIOGRAFIA

Bousias, S.N., Verzeletti, G., Fardis, M.N., Gutierrez, E., 1995. Load-path effects in column biaxial bending

with axial force, *Journal of Engineering Mechanics*, **121**, 596–605.

Bousias, S.N., Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N., 2002. Modelling of RC members under cyclic biaxial flexure and axial force. *Journal of Earthquake Engineering*, **6**, 213–238.

Circolare Ministeriale 02/2/2009. Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Decreto Ministeriale 14/01/2008. Nuove norme tecniche per le costruzioni, *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*.

De Stefano, M., Tanganelli, M., Viti S., 2012. Effect of the variability in plan of concrete mechanical properties on the seismic response of existing RC framed structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Di Ludovico, M., Lignola, G.P., Prota A., Cosenza E., 2010. Nonlinear analysis of cross-sections under axial load and biaxial bending. *ACI Structural Journal*, **107**(4), 390-399.

Kreslin, M., Fajfar, P., 2012. The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bull. Earthquake Engineering*, **10**, 695–715.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, **114**(8): 1804–1825.

Marino, I., Petti, L., 2011. Seismic assessment of asymmetric structures behaviour by using static nonlinear analysis. *J. Civil Engineering and Architecture*, **5**.

Masi, A., Vona, M., Nigro, D., Ferrini, M., 2008. Indagini sperimentali per la stima della resistenza del calcestruzzo in-situ basata su metodi distruttivi e non distruttivi. *Atti del Convegno RELUIS "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato"*. 29-30 maggio, Roma.

Mazza, F., Mazza, M., 2010. Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*, **45**, 647-664.

Mazza, F., Mazza, M., 2012. Nonlinear modeling and analysis of r.c. framed buildings located in a near-fault area. *The Open Construction and Building Technology Journal*, **6**, 364-372.

Priestley, M.J.N., 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The 9th Mallet Milne Lecture, *IUSS Press*, Pavia.

Regio Decreto Legge n. 640, 25/03/1935. Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.

Regio Decreto Legge n. 2105, 22/11/1937. Norme tecniche di edilizia asismica per i paesi colpiti da terremoti.

Riks, E., 1979. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems. *International Journal of Solids and Structures*, **15**, 529-551.

SeismoStruct, (2008) A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. SeismoSoft. <http://www.seissoft.com>.

Verderame, G.M., Manfredi, G., Frunzio, G., 2001a. Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60. *X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza e Matera 9-13 Settembre.

Verderame, G.M., Stella, A., Cosenza, E., 2001b. Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60. *X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza e Matera 9-13 Settembre.