

L'ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH-OVER) DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO SECONDO LA NUOVA NORMATIVA SISMICA ITALIANA

EDOARDO COSENZA, GENNARO MAGLIULO, GIUSEPPE MADDALONI
Università degli Studi di Napoli Federico II

SUMMARY

In the paper a four storey r/c building is designed according to the new Italian seismic code provisions by the multi-modal elastic analyses. On such building push over analyses are also carried out in order to: 1. evaluate the capacity of the building; 2. verify the structure for the two limit state levels provided by the code; 3. compute the α_u/α_1 ratio. By such analyses it can be concluded that: 1. the reached mechanism is a global one; 2. the structure largely verify both the limit states provided by the new Italian code; 3. the ratio $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ is on the safe side.

1. INTRODUZIONE

La nuova Normativa sismica nazionale, emanata con Ordinanza della Presidenza del Consiglio 3274 [1] e successive modifiche, ha profondamente innovato il settore della progettazione delle strutture in cemento armato, allineando la norma italiana a quelle più evolute del mondo e ponendo il sistema normativo in una posizione prossima all'Eurocodice 8 [2].

Nel lavoro che segue si presenta in dettaglio il calcolo di un edificio, tanto seguendo le regole dell'analisi dinamica modale quanto dell'analisi statica non lineare.

In particolare, nella prima parte si illustra la progettazione sismica di un edificio in cemento armato in zona 1 e su suolo di tipo B, di tipologia e dimensioni comuni sull'intero territorio nazionale, caratterizzato da una struttura intelaiata regolare in elevazione e progettato in Classe di Duttilità A. Per maggiori dettagli sulle regole di progettazione si può fare riferimento a [3], [4].

Viene quindi effettuata l'analisi di push-over dell'edificio, eseguendo cioè il calcolo statico non lineare della struttura sottoposta a forze statiche aventi la forma del primo modo di vibrare, condotta fino al collasso convenzionale.

In particolare si impongono le resistenze di progetto di tutti gli elementi, calcolate a flessione, presso flessione e taglio con le classiche regole del metodo degli stati limite, e il collasso si misura in corrispondenza del raggiungimento delle rotazioni ultime delle sezioni plasticizzate, secondo le regole dell'Ordinanza 3274.

Mediante analisi statica non lineare si valuta la capacità della struttura, il suo coefficiente sicurezza rispetto al collasso, l'influenza su questo dell'eccentricità del baricentro e della contemporanea presenza delle due azioni orizzontali ortogonali ed il valore del rapporto di sovrarresistenza α_u/α_1 .

L'analisi conferma, in tutti i punti esaminati, che la progettazione suggerita dalla norma è corretta ed è cautelativa rispetto alla più raffinata valutazione con analisi non lineare.

2. IL PROGETTO DI UN EDIFICIO INTELAIATO REGOLARE IN ELEVAZIONE E AD ALTA DUTTILITÀ

2.1 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

L'edificio è a pianta rettangolare e si sviluppa per quattro piani.

Il lato lungo ha direzione coincidente con quello dell'asse X del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.

Su ciascun piano sono stati disposti 24 pilastri che vanno a definire quattro telai paralleli alla direzione X e sei telai paralleli alla direzione Y.

Sulla base di una valutazione di massima delle sollecitazioni, sono state assegnate delle dimensioni agli elementi strutturali.

In particolare per tutti i pilastri del primo livello, si è assunta una sezione 40 x 65 cm, mentre per le travi una sezione 40 x 60 cm.

Una rastremazione di 5 cm viene fatta per i pilastri ai piani superiori, per cui al secondo piano essi si presentano di dimensione 40x60, al terzo 40x55 ed al quarto 40x50; la sezione delle travi a tutti gli altri piani risulta di dimensioni pari a 40x50 cm.

Infine per ridurre l'eccesso di sollecitazioni sul corpo scala causato dall'effetto controventante delle travi a ginocchio, si è scelto di assegnare alle due pilastrate centrali appartenenti al telaio di facciata dimensioni più contenute, nella misura di 40 x 40 cm (Figg. 1, 2 e 3).

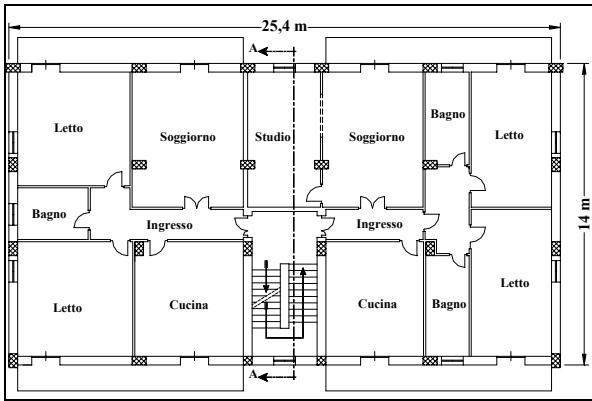


Figura 1. Pianta piano tipo.

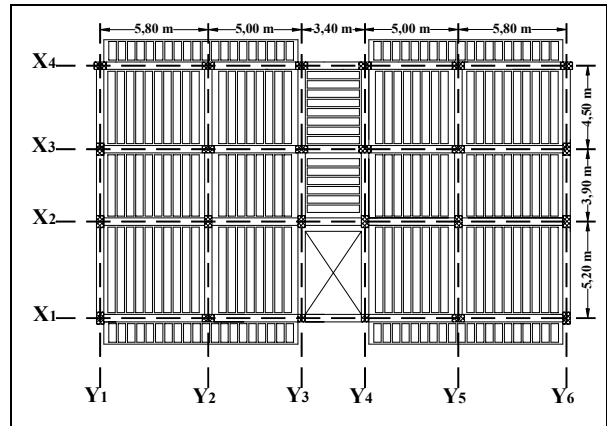


Figura 3. Carpenteria del piano tipo.

2.2 CALCOLO DELLE AZIONI

L'edificio viene considerato in zona 1, fondato su suolo di fondazione di categoria C e viene progettato in classe di duttilità A. Esso, inoltre, per il calcolo del fattore di struttura è assunto regolare in elevazione, condizione che verrà verificata secondo quanto previsto dalla norma.

I carichi da considerare sono quelli relativi alla verifica allo stato limite ultimo. Essendo l'azione sismica prevalente rispetto a quella del vento, in presenza di un solo sovraccarico variabile verticale, possono essere considerate due combinazioni:

- Solo carichi verticali:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k \quad (1)$$

essendo Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali ed avendo assunto $\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,5$;

- Carichi verticali ed azioni sismiche:

$$F_d = \gamma_1 \cdot E + G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (2)$$

essendo $\gamma_1 \cdot E$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_1 = fattore di importanza, G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti, Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali; si assume, inoltre $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di abitazioni o uffici e $\psi_2 = 0,80$ per le scale.

Note le dimensioni ed il peso degli elementi strutturali e secondari si è proceduto al calcolo dei carichi unitari relativi a solai, balconi, scale, tamponature, travi e pilastri.

Il modello è caratterizzato da tre gradi di libertà dinamici per ciascun livello, essendo valida, nel caso in esame, l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi. A ciascuno di questi gradi di libertà va associata una massa o, equivalentemente, un peso sismico. Avendo calcolato i carichi unitari, i pesi sismici sono stati determinati sommando ai carichi permanenti G_k , le

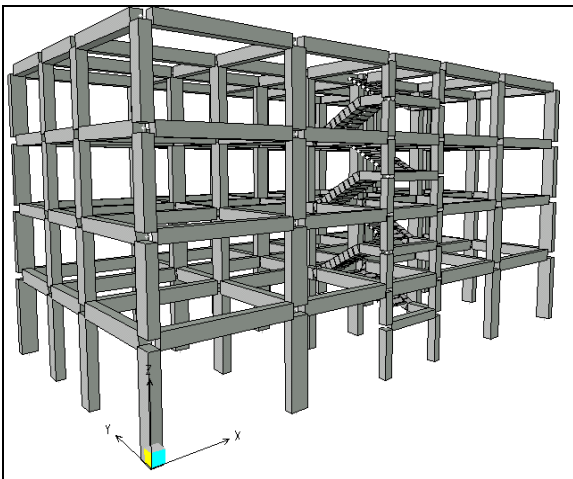


Figura 2. Visione prospettica dell'edificio.

azioni variabili Q_k ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile ψ_E (che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma) e che si ottiene moltiplicando ψ_2 per φ : $\psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di abitazioni e uffici e φ vale 1,0 per la copertura e 0,5 per gli altri piani.

Per ciascun livello, le masse associate agli spostamenti lungo X ed Y sono ovviamente uguali. La massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia ρ^2 ; quest'ultimo è calcolato assumendo tutte le masse spalmate uniformemente sulla superficie dell'edificio. Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello, una volta che lo stesso è stato determinato, coerentemente con l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Le masse di piano dal primo al quarto risultano rispettivamente 421, 391, 387 e 365 ton.

La conoscenza dei carichi unitari consente anche di calcolare i carichi agenti sulle travi, da assegnare al modello con il quale si esegue l'analisi strutturale.

2.3 ANALISI DELLA STRUTTURA

Il modello utilizzato nell'analisi strutturale è di tipo spaziale, dal momento che il programma di calcolo utilizzato (SAP2000) consente di implementare agevolmente una struttura tridimensionale.

Secondo quanto previsto dalla norma, il centro massa di ogni piano è stato spostato in ogni direzione considerata di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Nel modello, le sezioni degli elementi sono state considerate non fessurate.

2.3.1 Verifica di regolarità

È immediato verificare che l'edificio in esame rispetta i criteri di regolarità in pianta previsti dalla Ordinanza; infatti la pianta è compatta e approssimativamente simmetrica nelle due direzioni ortogonali, il rapporto tra i lati dell'edificio è inferiore a 4, non ci sono rientri e sporgenze ed, infine, i solai possono essere considerati infinitamente rigidi e resistenti.

Relativamente alla regolarità in elevazione, il calcolo delle masse mostra che l'edificio è regolare in altezza in termini di massa; infatti le stesse si riducono gradualmente, vale a dire con

differenze inferiori al 25%, dalla base alla cima dell'edificio.

La verifica di regolarità in altezza in termini di rigidità, invece, viene eseguita applicando in ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche calcolate staticamente secondo quanto previsto dalla norma ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato.

La rigidità viene calcolata come il rapporto fra il taglio di piano e lo spostamento relativo di piano d_r , conseguente a tali azioni.

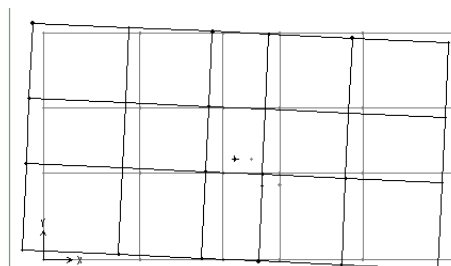
La valutazione delle rigidità può essere ovviamente effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva.

Tale verifica è soddisfatta dal momento che la rigidità non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%.

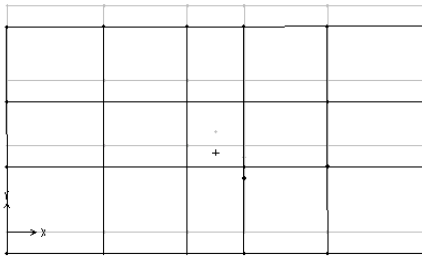
Infine la regolarità in elevazione è data anche dal fatto che i sistemi strutturali sono continui dalla base alla sommità e non presentano restringimenti, oltreché dal fatto che la regolarità delle resistenze è garantita dal rispetto della gerarchia delle resistenze.

2.3.2 Risultati dell'analisi dinamica modale

L'analisi modale è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello (12). Si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione (con vista dall'alto) più significativi con i relativi periodi (T) e la percentuale di massa partecipante associata in direzione X ed Y ($\tilde{M}_{\%x}$ e $\tilde{M}_{\%y}$) calcolati con il baricentro delle masse spostato nella direzione negativa dell'asse delle Y .

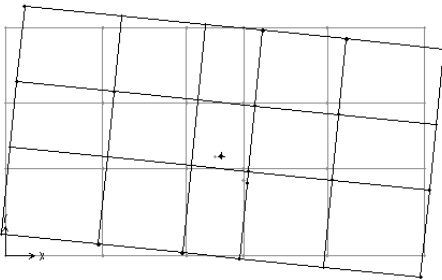


1° modo di vibrazione: Trasl. lungo X
($T=0,546$ s; $\tilde{M}_{\%x}=74,9\%$; $\tilde{M}_{\%y}=0\%$)



2° modo di vibrazione: Trasl. lungo Y

$T=0,506$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0\%$; $\tilde{M}_{\%y}=87,8\%$)



3° modo di vibrazione: Torsione

$T=0,450$ s; $\tilde{M}_{\%x}=11,0\%$; $\tilde{M}_{\%y}=0\%$)

Figura 4. Primi 3 modi di vibrazione dell'edificio, con relativi periodi e masse partecipanti.

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata attraverso una combinazione quadratica completa (CQC), in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri.

L'utilizzo di questo tipo di combinazione, come del resto nel caso della SRSS, comporta in output la perdita del segno, ossia le sollecitazioni vengono date in valore assoluto. La questione è irrilevante in molti casi, ma diviene rilevante in presenza di sollecitazioni combinate sforzo normale – momento flettente e per l'adozione di alcune regole progettuali, come nel caso del rispetto della gerarchia delle resistenze trave-pilastro, in cui servono i segni relativi delle diverse sollecitazioni convergenti in un nodo. Nel caso in esame il problema è stato risolto dando ai risultati delle due analisi dinamiche modali i segni del modo principale di vibrazione relativo a ciascuna delle due analisi, secondo gli andamenti riportati alla sezione 2.12.

I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione; così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi

sono 8 coppie di azioni ortogonali da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse.

A ciascuna combinazione, vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali.

2.4 VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO

Per quanto concerne i materiali impiegati, si è scelto di usare un conglomerato con $R_{ck}=25$ N/mm² e un acciaio in barre FeB44k.

Tenendo presente i minimi previsti dalle norme di riferimento, il progetto delle armature delle travi è eseguito facendo in modo che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente determinato come sopra specificato. Si è osservato che la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione, aumenta la sollecitazione flettente nelle travi di non oltre il 10%.

I valori dei tagli in base ai quali si calcolano le armature trasversali sono tali da rispettare la gerarchia delle resistenze. In un elemento inflesso (presso inflesso), la rottura può avvenire per flessione (presso flessione) o per taglio. Se le armature sono correttamente progettate, la rottura per flessione è in genere duttile, mentre quella per taglio è in ogni caso fragile. Pertanto la regola della gerarchia delle resistenze impone che la rottura per flessione debba avvenire prima di quella per taglio.

Tale regola implica per le travi, che il taglio di progetto non è quello che discende dall'analisi strutturale bensì il massimo possibile sulla trave. Quest'ultimo è dato dal carico distribuito sulla trave e dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave, amplificati da un coefficiente $\gamma_{Rd}=1.20$ che copre dalle incertezze esistenti sui materiali. La Figura 5 che segue illustra a titolo di esempio una delle condizioni di verifica corrispondente al caso delle forze sismiche agenti da destra:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \quad (3)$$

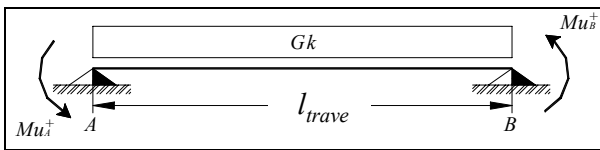


Figura 5. Sollecitazioni sulle travi per valutare il taglio, nel rispetto della gerarchia delle resistenze.

Progetto e verifiche a taglio sono condotte come previsto dall'Ordinanza e dal DM del gennaio 1996 [5], [6]. In Figura 6 è riportata la distinta dell'armatura di una travata.

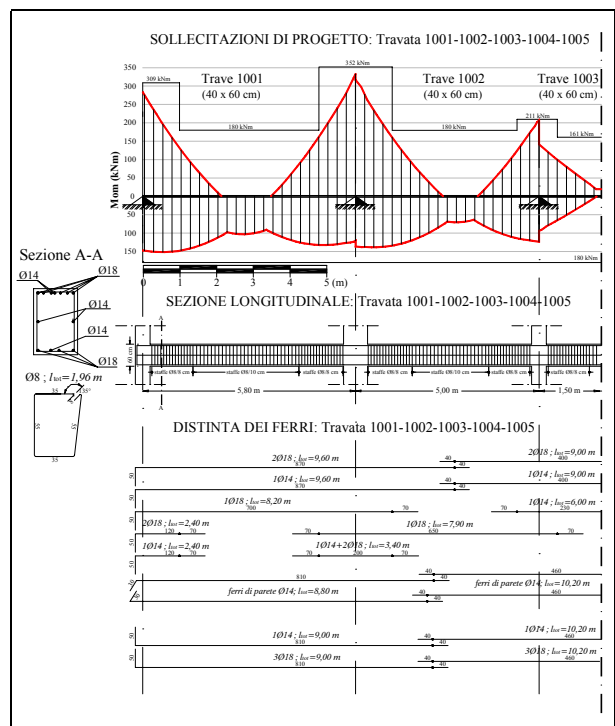


Figura 6 Distinta delle armature di una travata.

Il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di presso flessione deviata in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, sussistono in ogni sezione sia M_x che M_y . La verifica consiste nel valutare, per ciascuna sezione della pilastrata, il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione

(di coordinate M_x , M_y) è interno oppure meno al dominio di resistenza, costruito in funzione dell'armatura presente e che si modifica al variare dello sforzo normale.

Per il rispetto della gerarchia delle resistenze i momenti di verifica agli estremi dei pilastri devono essere amplificati. La regola suggerita dalla normativa, valida per la sola Classe di duttilità A, fornisce il coefficiente:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rt}}{\sum M_p} \quad (4)$$

essendovi al numeratore la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo aventi verso concorde ed al denominatore la somma dei momenti nei pilastri convergenti nello stesso nodo, ottenuti dall'analisi; al solito, vi è il coefficiente amplificativo $\gamma_{Rd}=1.20$ per coprire da varie incertezze. Il coefficiente α deve amplificare i momenti flettenti M_p ottenuti dall'analisi strutturale. Ciò implica che i pilastri non vanno progettati per le sollecitazioni che discendono dalle analisi, bensì per sopportare le massime sollecitazioni che possono trasmettere le travi, amplificate ulteriormente dal coefficiente 1,20 che copre una serie di incertezze come la sovraresistenza dell'acciaio. In questo modo, ragionevolmente, le travi devono plasticizzarsi prima dei pilastri pervenendo al desiderato meccanismo dissipativo globale.

Al valore dei momenti ottenuti applicando la procedura suddetta, sono associati i valori dei momenti nella direzione ortogonale (non amplificati) e quelli degli sforzi normali (della stessa combinazione).

Come nel caso delle travi anche per i pilastri i valori dei tagli in base ai quali si calcolano le armature trasversali sono quelli valutati affinché sia rispettata la gerarchia delle resistenze.

In Figura 7 è riportata la distinta dell'armatura di una pilastrata.

2.5 VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO

La verifica dello Stato Limite di Danno (SLD) è riferita al terremoto che ha il 50% di probabilità di essere superato in 50 anni (periodo di ritorno circa 72 anni). La progettazione deve garantire la piena agibilità della struttura dopo tale tipo di terremoto, limitando i danni alle parti strutturali ed a quelle non strutturali. In particolare lo spettro di progetto si ottiene da quello elastico, relativo al periodo di ritorno 475 anni, diviso per il fattore 2,5.

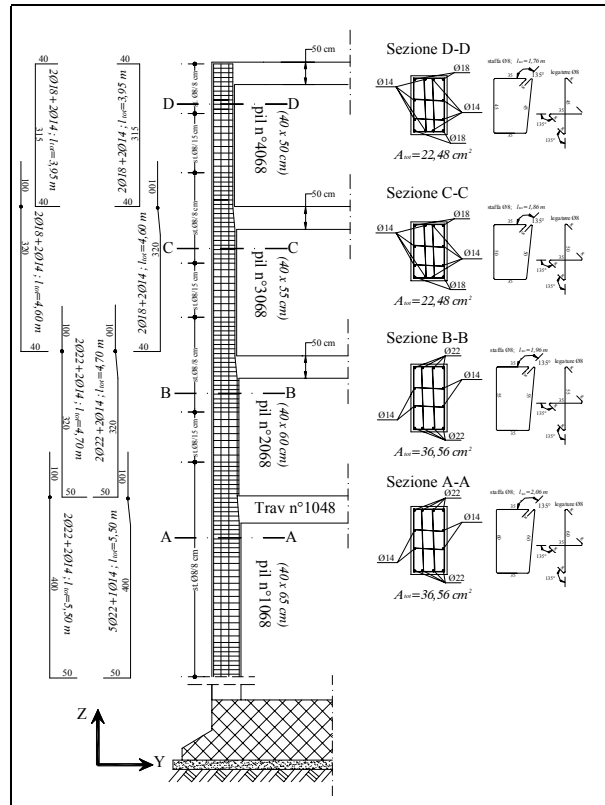


Figura 7 Distinta delle armature di una pilastrata.

Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi, considerando che l'edificio è caratterizzato da tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, soddisfino la relazione:

$$d_r \leq 0,005 h \quad (5)$$

con h altezza del piano.

Anche per lo SLD i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente siano combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione nell'altra direzione. A questi vanno poi sommati per ciascuna combinazione, i valori degli spostamenti per effetto delle altre azioni.

Nel caso in esame, essendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, i massimi spostamenti si verificheranno in corrispondenza dei telai esterni dell'edificio; conseguentemente, per la verifica allo SLD, si valuteranno i massimi spostamenti di interpiano in corrispondenza di 2 spigoli opposti della struttura nelle 2 direzioni ortogonali. Il massimo spostamento relativo risulta $0,00465h$ per cui la verifica è soddisfatta.

3. IL COMPORTAMENTO STATICO NON LINEARE DELL'EDIFICIO

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime [7].

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate ("taglio alla base" F_b) e lo spostamento d_c di un "punto di controllo", usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili);

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura di interesse per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il "coefficiente di partecipazione" Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (6)$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad (7)$$

La curva caratteristica forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (8)$$

dove $m^* = \sum m_i \Phi_i$.

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (9)$$

Nel caso che $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (10)$$

dove $q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y}$ rappresenta il rapporto

tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo dell'edificio risulta pari a Γd_{max}^* . Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo SL in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

Sull'edificio calcolato in campo elastico e descritto in precedenza è stata eseguita anche

l'analisi statica non lineare, considerando una distribuzione di forze orizzontali proporzionale a ciascun piano al prodotto del peso sismico per la corrispondente componente del vettore primo modo di vibrazione. Il comportamento non lineare degli elementi (travi e colonne) è stato concentrato agli estremi degli stessi in cerniere plastiche. A ciascuna di queste è stato assegnato un diagramma momento-rotazione elastico-perfettamente plastico. La valutazione della rotazione di snervamento e di quella di collasso è stata eseguita considerando le formule fornite dalle ultime integrazioni dell'Ordinanza 3274. In particolare [8]:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (11)$$

dove ϕ_y è la curvatura in corrispondenza dello snervamento della sezione terminale, L_v è la luce di taglio $=M/V$ con M e V valutati per soli carichi orizzontali, h l'altezza della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono i valori di calcolo rispettivamente della resistenza a compressione del calcestruzzo e della resistenza di snervamento dell'armatura longitudinale in Mpa;

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \quad (12)$$

$$\left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

dove $\gamma_{el} = 1,5$ per gli elementi primari, h è l'altezza della sezione, $v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione, $\omega = A_s f_y / (b h f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (b h f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione (b, h = base ed altezza della sezione) rispettivamente, f_{yw} è il valore di calcolo della resistenza di snervamento dell'armatura trasversale, $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe nella zona critica), ρ_d la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione, α è un fattore di efficienza del sconfinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) \quad (13)$$

con b_o e h_o dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

Come nel caso elastico, anche nel modello utilizzato per l'analisi statica non lineare viene considerata una eccentricità accidentale

spostando il centro di massa di ogni piano, in ciascuna delle due direzioni ortogonali principali, di una distanza pari a +/-5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Inoltre ogni push-over deve essere eseguita considerando i due versi di ciascuna direzione (indicati con + se concorde con il verso positivo dell'asse). Occorre pertanto eseguire otto push-over (quattro in direzione X e quattro in direzione Y). Nelle Figure 8 e 9 sono riportate due di queste push-over, in particolare quella con forze aventi verso concorde all'asse delle X (X+) ed applicate nel baricentro spostato nel verso negativo dell'asse Y (inf) e quella con forze aventi verso concorde con quello dell'asse Y ed applicate nel baricentro spostato nel verso positivo dell'asse X (dx).

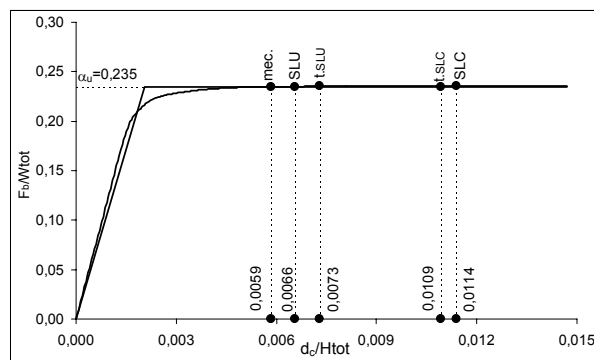


Figura 8. Push-over X+ inf.

l'esclusione quindi del quarto. In Figura 8 si riportano le cerniere plastiche che si sono formate in corrispondenza del meccanismo sul telaio X1 (cfr. Fig. 3) posto in un piano parallelo ad XZ; una distribuzione praticamente analoga caratterizza al meccanismo i telai a questo paralleli.

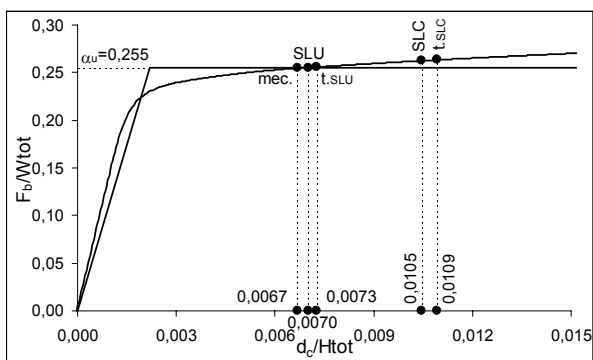


Figura 9. Push-over Y+ dx.

Nelle stesse figure sull'asse delle ascisse è riportato lo spostamento del punto di controllo (il baricentro dell'impalcato del quarto piano) adimensionalizzato rispetto all'altezza dell'edificio e sull'asse delle ordinate il taglio alla base adimensionalizzato rispetto al peso sismico totale dell'edificio. Inoltre sono evidenziati lo spostamento in corrispondenza del quale si ottiene la formazione di un numero di cerniere tali che la struttura diviene un meccanismo e la corrispondente resistenza (α_u), lo spostamento di target, che corrisponde allo spostamento richiesto dal terremoto di progetto allo Stato Limite Ultimo (t. SLU) e lo spostamento che corrisponde allo quello richiesto allo Stato Limite di Collasso (t. SLC), che si ottiene amplificando lo spettro di progetto di normativa per 1,5 (probabilità di superamento del 2% in 50 anni); sono, inoltre, riportati lo spostamento ultimo e quello di collasso che corrispondono all'attingimento rispettivamente della rotazione ultima, pari a $\frac{3}{4}$ della (12) e di quella di collasso (12) in una qualunque delle cerniere plastiche assegnate. È anche tracciata la curva bilineare equivalente in termini di energia sottesa alla curva di push-over del sistema analizzato. Si rileva che in entrambe le direzioni le prime cerniere che raggiungono il valore ultimo sono quelle alla base di un pilastro del primo livello.

I meccanismi in entrambe le direzioni sono di tipo globale e interessano i primi tre livelli con

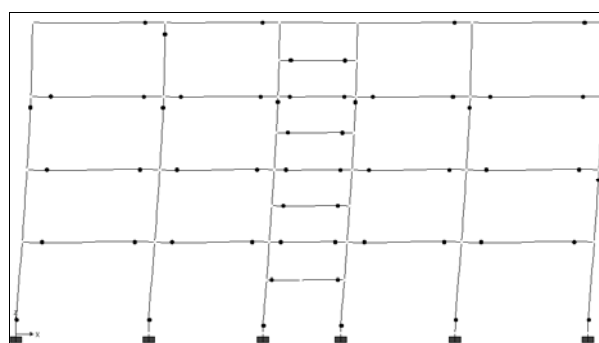


Figura 10. Cerniere al meccanismo (telaio X₁).

Le Figure 11 e 12 mostrano al meccanismo le cerniere plastiche dei telai Y1 ed Y3 (cfr. Fig. 3), i quali si differenziano dal momento che quest'ultimo è caratterizzato dalla presenza delle travi a ginocchio della scala.

Diverse sono le osservazioni che possono essere fatte analizzando le Figure 8 e 9.

Come già rilevato, esse mostrano che in entrambe le direzioni il meccanismo di collasso è molto prossimo a quello globale per cui si ha la plasticizzazione di un gran numero di travi e dei pilastri al piede; ciò è sicuramente indice di una grande capacità dissipativa complessiva che la struttura ha in virtù delle prescrizioni di normativa adottate.

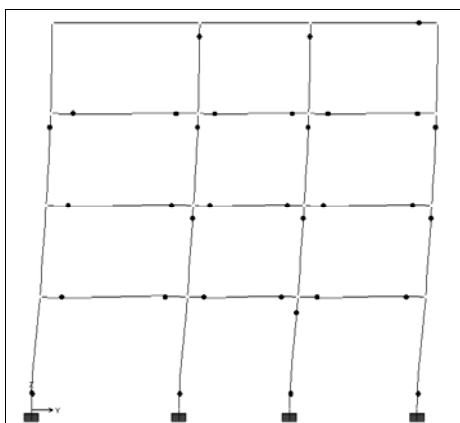


Figura 11. Cerniere al meccanismo (telaio Y_1).

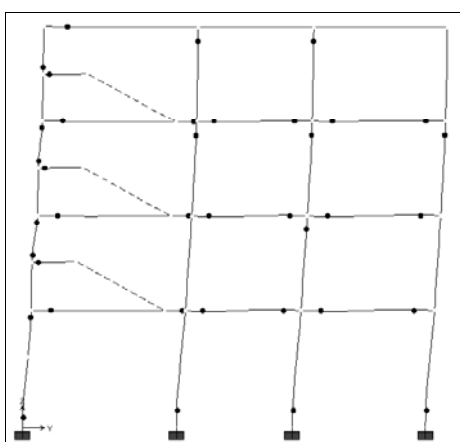


Figura 12. Cerniere al meccanismo (telaio Y_3).

Inoltre è evidente come il progetto condotto in maniera accurata mediante analisi elastica produca una struttura che è al limite anche nel caso in cui sia eseguita una verifica mediante analisi statica non lineare sia rispetto allo Stato Limite Ultimo che a quello di Collasso. Infatti, nel caso di push over in direzione X la prima verifica non è soddisfatta la seconda sì, mentre nel caso di push over in direzione Y non sono soddisfatte entrambe; in tutti e quattro i casi, però, le differenze in termini di spostamento tra richiesta e disponibilità sono minime, vale a dire all'incirca entro il 10%.

In maniera più pertinente le osservazioni ora riportate andrebbero fatte analizzando le rotazioni plastiche, le quali, infatti, sono i parametri di riferimento delle verifiche non lineari condotte in accordo alle normative americane. In Tabella 1 sono riportati i minimi rapporti, valutati in corrispondenza di tutte le cerniere plastiche, tra la rotazione ultima θ_{slup} e quella attinta in corrispondenza del relativo spostamento di target θ_{slutp} nella prima riga, mentre nella seconda tra la rotazione di collasso θ_{slcp} e quella attinta in

corrispondenza del relativo spostamento di target θ_{slctp} . Le prime due colonne (Xecc e Yecc) sono quelle ottenute mediante push-over condotte rispettivamente in direzione X ed Y considerando un modello in cui ai baricentri è assegnata l'eccentricità accidentale; nella stessa tabella tali valori sono confrontati con quelli ottenuti su un modello i cui baricentri sono privi di tale eccentricità. I rapporti confermano decisamente quanto dedotto in termini di spostamenti assoluti, vale a dire che le verifiche allo Stato Limite Ultimo non sono soddisfatte anche se di poco (la rotazione plastica al target scavalca il valore ultimo), mentre quella allo Stato Limite di Collasso è soddisfatta in direzione X non lo è in direzione Y; sebbene in ogni caso tali rapporti siano prossimi all'unità, cosa che implica che la risposta della struttura per entrambe le condizioni è prossima al limite. E' evidente, inoltre, che la presenza dell'eccentricità riduce i suddetti rapporti (in direzione X di circa l'1% ed in direzione Y di circa il 3%), decrementando, quindi, seppur lievemente, il margine di sicurezza della struttura. Tale diminuzione è minore in direzione X, lungo la quale le push-over dei due modelli differenti sono molto simili, ed è maggiore in direzione Y, dove più marcata è la differenza di risposta, come si può osservare dal confronto della Figura 9 con la 13.

	Xecc	Yecc	X	Y
$\theta_{slup} / \theta_{slutp}$	0,857	0,935	0,865	0,960
$\theta_{slcp} / \theta_{slctp}$	1,048	0,931	1,057	0,955

Tabella 1. Rapporti fra le rotazioni limite e richieste sia per lo SLU che per lo SLC.

Nel caso in esame i rapporti $\theta_{slup} / \theta_{slutp}$ e $\theta_{slcp} / \theta_{slctp}$ non sono, invece, condizionati dagli effetti ortogonali, vale a dire dalla combinazione dell'azione sismica di progetto con quella agente nella direzione ortogonale e, quindi, tale combinazione non modifica la sicurezza rispetto al collasso. Infatti, in corrispondenza del punto di target, la push-over condotta secondo una direzione non fa nascere rotazioni plastiche nella direzione ortogonale; ciò è evidentemente dovuto alla buona simmetria della struttura in esame in entrambe le direzioni.

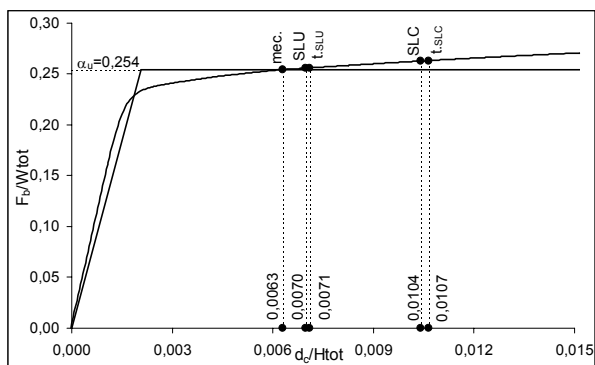


Figura 13. Push-over direzione Y+ (senza eccentricità).

Altra osservazione interessante che scaturisce dalle analisi condotte è relativa ai rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 , dove con α_1 si indica il valore del taglio alla base per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale (in pratica si assume il taglio alla formazione della prima cerniera plastica) e con α_u il valore del taglio alla base in corrispondenza della formazione del meccanismo. Le analisi mostrano che il valore di tale rapporto pari ad 1,3 suggerito dall'Ordinanza per i telai multipiano e multicampata è cautelativo, dal momento che nel caso in esame in direzione X esso risulta uguale ad 1,43, in direzione Y pari ad 1,59, relativamente ai casi mostrati nelle Figure 8 e 9.

Infine, per quanto concerne lo Stato Limite di Danno, l'analisi spettrale condotta con l'ausilio del sistema ad un grado di libertà equivalente ricavato come descritto al paragrafo 3 mostra che l'accelerazione per cui si raggiunge lo spostamento relativo di piano pari a 0,005 (limite per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa) è superiore a quella di progetto; per entrambe le push-over delle Figure 8 e 9; infatti, la prima accelerazione ($S_{ae(0,005)}$) risulta pari a 0,664g mentre la seconda ($S_{ae(SLD)}$) risulta pari a 0,386g.

4. CONCLUSIONI

L'analisi sismica statica non lineare effettuata su di un edificio in c.a. progettato secondo le prescrizioni fornite dalla [1] mostra che:

- il meccanismo di collasso che si determina nell'edificio è molto prossimo a quello globale; si ha cioè la plasticizzazione di un gran numero di travi e dei pilastri al piede, con grande capacità dissipativa complessiva;

- la duttilità globale che l'edificio mostra è prossima alla richiesta, sia in termini di Stato Limite Ultimo che di Collasso;
- la presenza dell'eccentricità del baricentro riduce, seppur lievemente, il margine di sicurezza della struttura;
- tale margine di sicurezza, invece, non è condizionato nel caso in esame dalla contemporaneità delle azioni ortogonali;
- il valore di sovrarresistenza α_u/α_1 pari ad 1,3, suggerito dalla norma, è cautelativo;
- l'accelerazione per cui si raggiunge lo spostamento relativo di piano pari a 0.005 è superiore a quella di progetto per lo Stato Limite di Danno.

Dal punto di vista normativo si può concludere che, almeno nel caso in esame, le regole di progettazione degli edifici con telai in cemento armato ad alta duttilità producono una struttura che è al limite anche relativamente alle verifiche condotte mediante la più sofisticata analisi statica non lineare sia relativamente allo Stato Limite Ultimo che a quello di Collasso. Contrariamente la verifica allo Stato Limite di Danno risulta ampiamente soddisfatta.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] **PRESIDENZA DEL CONSIGLIO**, Dipartimento Protezione Civile, Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismiche", G.U. 8 maggio 2003 e successive modifiche ed integrazioni.
- [2] **EUROCODE 8**: "Design for structures for earthquakes resistance – Part 1 – General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Draft – prEN 1998-1, December 2003".
- [3] **L. PETRINI, R. PINHO, G.M. CALVI**, "Collana di manuali di progettazione antisismica. Volume1. Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici", RELUIS, Collana di manuali di progettazione antisismica, Manuale 1, IUSS Press, Pavia, 2003.
- [4] **E. COSENZA, G. MAGLIULO, M. PECCE, R. RAMASCO**, "Collana di

manuali di progettazione antisismica. Volume2. Progetto antisismico di edifici in cemento armato”, RELUIS, Collana di manuali di progettazione antisismica, Manuale 1, IUSS Press, Pavia, 2004.

- [5] **D.M. Min. LL.PP. 9 gennaio 1996:** “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

- [6] **Circolare Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n.156AA.GG./STC.:** “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.

- [7] **P. FAJFAR,** “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design”, Earthquake Spectra, n. 16, pp.573-591, 2000.

- [8] **T.B. PANAGIOTAKOS, M.N. FARDIS,** “Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate”, ACI Structural Journal, n. 2, pp.135-148, 2001.

Contatti con gli autori:

Edoardo Cosenza: cosenza@unina.it

Gennaro Magliulo: gmagliul@unina.it

Giuseppe Maddaloni: gmaddaloni04@libero.it