



# Influenza della distribuzione della rigidezza lungo l'altezza sul comportamento sismico di telai

Francesca Barbagallo<sup>a</sup>, Rita Cilia<sup>b</sup>, Andrea Floridia<sup>a</sup>, Aurelio Ghersi<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli Studi di Catania, Via Santa Sofia, 64, 95123 Catania, Italy

<sup>b</sup> Libero professionista

*Parole chiave: Regolarità in altezza; fattore di comportamento; analisi modale con spettro di risposta; analisi statica non lineare.*

## SOMMARIO

Le attuali normative sismiche definiscono regolare o irregolare in altezza una costruzione sulla base della distribuzione in elevazione di massa, rigidezza e resistenza ed introducono penalizzazioni per le strutture non regolari. I parametri numerici per tale classificazione differiscono però in maniera significativa tra norme americane, europee ed italiane. Queste ultime, in particolare, risultano particolarmente penalizzanti per quanto riguarda i criteri di regolarità in termini di rigidezza.

Il presente lavoro mira a valutare quanto i criteri progettuali moderni, soprattutto la progettazione in capacità, siano efficaci nel garantire la sicurezza sismica anche in presenza di irregolarità di rigidezza in elevazione. Si sono esaminati schemi di telaio piano rappresentativi di situazioni reali, con contemporanea presenza di travi emergenti e a spessore e di pilastri di coltello e di piatto, con un numero di piani medio basso (4) e medio alto (7) e luci delle campate comprese tra 4 a 6 metri per avere un diverso contributo dei carichi verticali. Le irregolarità sono state generate modificando le sezioni delle aste in maniera tale da ottenere le variazioni di rigidezza oggetto di indagine. Ciascuno schema è stato progettato per zona sismica di intensità medio-forte, usando più valori del fattore di comportamento  $q$ . Ogni struttura è stata assoggettata ad analisi statica non lineare, con modelli a plasticità concentrata. Si è giudicato il comportamento di travi e pilastri oltre il limite elastico sulla base della rotazione plastica delle cerniere e della rotazione alla corda, confrontata con i limiti di normativa. Si è così individuata l'accelerazione che porta al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, nonché il valore di un parametro di danno costituito, per ciascuna sezione, dal rapporto tra rotazione plastica e suo valore limite per SLV.

L'ampia mole di risultati ottenuti mostra che riduzioni anche brusche di rigidezza (procedendo dai piani inferiori a quelli superiori) non peggiorano il comportamento strutturale. Appare quindi inutile classificare tali schemi come non regolari in altezza e penalizzarli con una riduzione del fattore di comportamento  $q$ . L'aumento di rigidezza dai piani inferiori a quelli superiori comporta invece, nonostante l'uso dei criteri di progettazione in capacità, un incremento di danneggiamento nei pilastri ed una riduzione dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV, in misura linearmente crescente con l'entità della variazione di rigidezza. In tali casi la riduzione del fattore di comportamento  $q$  indicata dalla normativa potrebbe non essere sufficiente e dovrebbe essere valutata in funzione dell'entità della variazione di rigidezza.

## 1 REGOLARITÀ IN ELEVAZIONE NELL'AMBITO DELLA RICERCA E NELLE NORMATIVE SISMICHE

L'idea che la regolarità condizioni fortemente il comportamento sismico delle strutture nasce già nella prima metà del XX secolo, ma i primi studi sull'influenza dei *set-backs* (discontinuità geometriche nel profilo verticale dovute ad arretramenti del sistema strutturale) risalgono agli

anni '60 di tale secolo. L'argomento "distribuzione di rigidezza, massa e resistenza" e la conseguente definizione di "regolarità in elevazione" si è maggiormente diffuso come tema di ricerca nelle ultime due decadi del XX secolo. Gli articoli del periodo mirano principalmente a valutare l'affidabilità dell'analisi statica nel cogliere i risultati dell'analisi modale ed a controllare su questo aspetto la validità dei criteri. Solo in alcuni casi viene utilizzata come ulteriore termine di paragone l'analisi dinamica non lineare. I modelli

strutturali usati sono però molto semplificati, tendenzialmente *shear-type* (cioè con travi forti e pilastri deboli) che rende l'analisi applicabile pur con i limiti imposti dalla capacità computazionale dell'epoca. Il controllo viene quindi effettuato sempre in termini di *drift* (spostamento relativo di interpiano), parametro significativo ai fini della comparsa di un meccanismo di piano e quindi della richiesta di duttilità del sistema.

L'inserimento di criteri di regolarità in elevazione nelle normative sismiche risale a questo periodo e sembra fatto sulla base del buonsenso più che su analisi specifiche. La mancanza di regolarità in altezza è definita sia nell'Uniform Building Code 1988 che nell'International Building Code 2000, ma in entrambi i casi solo come criterio per imporre l'uso dell'analisi modale con spettro di risposta al posto dell'analisi statica. La prima versione dell'Eurocodice 8, 1994, introduce anch'essa analoghi criteri di regolarità da utilizzare per decidere se effettuare un'analisi statica oppure modale. Con gli stessi criteri è però imposta anche una riduzione del fattore di comportamento  $q$ , nonostante l'assenza di specifici studi.

Nelle prime due decadi del XXI secolo il tema è stato trattato in maniera più diffusa, ma abbandonando il confronto tra analisi statica e analisi modale (essendo quest'ultima ormai diventata di uso comune) e mirando principalmente a confrontare su questa tipologia di irregolarità i risultati di diversi tipi di analisi statiche non lineari con quelli di analisi dinamiche non lineari (essendo oggi quello del comportamento non lineare un tema "caldo" nell'ambito di ricerca). I modelli strutturali tendono ora al più realistico schema pilastro forte-trave debole, ma si continua in genere a creare le irregolarità modificando arbitrariamente rigidità, resistenza o entrambe senza una specifica connessione tra le due quantità. La verifica della qualità del comportamento non lineare continua ad essere tipicamente basata sull'esame degli spostamenti di interpiano, che aveva più senso per i modelli *shear-type* ma perde di significato nel caso di strutture che tendono ai meccanismi di collasso globale oggi esplicitamente richiesti nella progettazione sismica. Tra i pochi studi che tengono conto delle prescrizioni attuali (*capacity design*, cioè progettazione in capacità o criterio di gerarchia delle resistenze) si cita il lavoro di Athanassiadou and Bervanakis (2005) che mostra l'efficacia di tali prescrizioni al fine dell'ottenimento del meccanismo voluto, pur in presenza di irregolarità.

Tutte le attuali normative sismiche definiscono regolare o irregolare in altezza una costruzione sulla base della distribuzione in elevazione di massa, rigidità e resistenza ed introducono penalizzazioni per le strutture non regolari. I parametri numerici per tale classificazione differiscono però in maniera significativa tra le diverse norme. Con specifico riferimento alla rigidità laterale, l'Eurocodice 8 parte 1 (2005) richiede che essa debba "rimanere costante o ridursi gradualmente, senza brusche variazioni, dalla base alla sommità dell'edificio". La mancanza di regolarità comporta sia l'obbligo dell'uso dell'analisi modale con spettro di risposta che la riduzione del 20% del fattore di comportamento  $q$ . Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni italiane (2018) richiedono, sempre con riferimento alla rigidità laterale, che essa "rimanga costante o vari gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (... la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%)". La mancanza di regolarità comporta la riduzione del 20% del fattore di comportamento  $q$ . È scomparso invece l'esplicito riferimento all'obbligo di usare l'analisi modale, presente nella versione 2008 ed ora sostituito dal controllare che la "risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori". Si noti che la norma europea appare più condizionante quando esclude dall'essere regolare un edificio in cui la rigidità cresce lungo l'altezza, anche di pochissimo e solo ad un piano. Essa però si mantiene sul vago nell'indicare la riduzione lungo l'altezza, che non deve essere "brusca". La norma italiana impone invece dei limiti quantitativi, di incremento o riduzione, che in apparenza possono sembrare non eccessivi ma che invece portano al considerare non regolari in altezza una gran parte delle costruzioni.

Occorre inoltre sottolineare che nessuna norma fornisce una definizione di rigidità. Questa mancanza sembra rilevante, perché ormai siamo abituati a parlare di matrici di rigidità e non di rigidità come quantità scalare. Nel passato, quando i mezzi a disposizione rendevano troppo onerosa la risoluzione diretta di schemi di telaio spaziale, era però ben chiaro il termine "rigidità laterale" di un telaio ad un piano, definita come rapporto tra taglio di piano e spostamento relativo tra i traversi che racchiudono l'interpiano. Questa definizione ha il limite di fornire un valore che

dipende, sia pure in maniera non molto rilevante, dalla distribuzione delle forze ai piani sovrastanti, ma è l'unica che consenta chiare possibilità applicative ed è stata quindi adottata nel presente testo.

## 2 OBIETTIVO DELLO STUDIO

Le indicazioni delle attuali normative, e in particolare i criteri di regolarità in elevazione in esse contenuti, portano a classificare come non regolari una parte rilevante delle nuove costruzioni, anche in casi in cui il progettista, in base alla sua esperienza, tenderebbe a considerare la struttura come regolare. Questo comporta il rischio di abbandonare la ricerca di una regolarità sostanziale con la motivazione “che in ogni caso la struttura deve essere classificata come non regolare”. Da un'estesa indagine svolta da uno degli autori (Gherzi) è infatti risultato che i progettisti hanno classificato come non regolare in elevazione i tre quarti degli edifici da loro progettati, principalmente a causa della variazione di rigidezza tra un piano e l'altro.

Si è quindi ritenuto opportuno approfondire il tema, esaminando la risposta sismica di edifici progettati nel rispetto dei punti base della normativa (progetto in capacità, buona duttilità locale). Confrontare schemi con variazione uniforme e modesta oppure localizzata e brusca della rigidezza laterale, progettati a parità del valore del fattore di comportamento  $q$ , consente di valutare quanto la variazione di rigidezza lungo l'altezza influisca sulla risposta sismica e giudicare se, e in quale misura, è necessario penalizzare le strutture che non rispettano i criteri di regolarità in elevazione imponendo una riduzione del valore del fattore di comportamento  $q$ .

## 3 SCHEMI REGOLARI E NON REGOLARI

Per raggiungere l'obiettivo si è deciso di analizzare schemi intelaiati piani che racchiudano le consuete peculiarità delle strutture reali (travi emergenti e travi a spessore, pilastri di coltello e pilastri di piatto), con numero di piani variabile da due a otto (Figura 1).

Si sono definiti più schemi regolari, differenti per gli aspetti di seguito elencati.

- Numero di piani: l'indagine numerica si è soffermata su schemi di altezza modesta (quattro piani) e media (sette piani).
- Luce delle campate: si sono considerate luci di 4.00 m, 5.00 m, 6.00 m, in modo

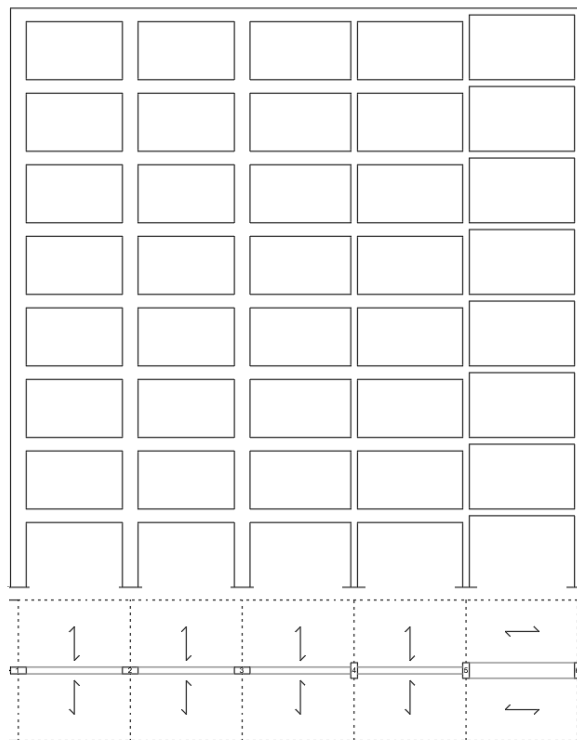


Figura 1. Vista laterale e in pianta del telaio analizzato

da avere una differente entità del momento flettente dovuto a carichi verticali.

- Differenza di dimensione tra travi emergenti e pilastri di coltello: si sono considerate travi emergenti aventi altezza uguale a quella dei pilastri, minore di 10 cm, minore di 20 cm.
- Rigidezza dei pilastri uguale a tutti gli ordini e rigidezza che varia con regolarità dal basso verso l'alto, con riduzioni del 10% e del 20% (Figura 2).

Si ha quindi un totale di 54 schemi regolari, 27 a quattro piani e 27 a sette piani.

Per ottenere la regolarità richiesta è stato necessario far variare, anche se in misura non eccessiva, l'altezza di interpiano, in particolare al primo ordine per mitigare l'effetto irrigidente dovuta alla trave di fondazione (assimilata ad un incastro). Tutti gli schemi hanno un periodo fondamentale legato al numero di piani (0.5 s per 4 piani, 0.85 s per 7 piani).

Da ciascun schema regolare sono stati ottenuti più schemi con differente tipo e grado di non regolarità, aumentando o riducendo le rigidezze in

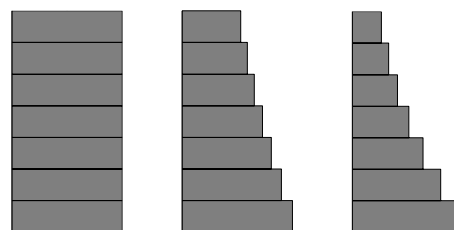


Figura 2. Distribuzione lungo l'altezza della rigidezza in schemi regolari: costante, riduzione del 10% e riduzione del 20%

maniera tale da mantenere inalterato il periodo proprio. Lo studio era iniziato soffermandosi sulla riduzione di rigidezza da un piano a quello sovrastante, perché questa corrisponde a situazioni frequenti nella pratica professionale. In particolare si è analizzata:

- A. La riduzione tra primo e secondo ordine, molto frequente a causa dell'effetto irrigidente della fondazione.
- B. La riduzione tra la parte inferiore e superiore del telaio (tra secondo e terzo ordine per edifici a 4 piani, tra quarto e quinto per edifici a 7 piani), abbastanza frequente per la tendenza progettuale a ridurre le sezioni delle aste ai piani superiori.
- C. Una riduzione limitata ad un piano intermedio (secondo ordine per edifici a 4 piani, quarto ordine per edifici a 7 piani), più rara perché potrebbe corrispondere ad un aumento dell'altezza di interpiano dovuta a particolari destinazioni d'uso.

Si è assunto come parametro di riferimento per l'irregolarità il rapporto

$$\Delta k = \frac{k_{\text{inf}} - k_{\text{sup}}}{k_{\text{inf}}} \quad (1)$$

che caratterizza la variazione di rigidezza tra ordine superiore ed inferiore, fatto variare con un passo 0.1. Si sono inoltre esaminate due varianti, a parità di rigidezza delle sezioni modificate, ottenute cambiando solo l'altezza della sezione oppure contemporaneamente base e altezza.

Si è poi aggiunto un caso di aumento di rigidezza, concettualmente contrario ai principi di buona progettazione:

- W. Aumento tra primo e secondo ordine, che potrebbe rappresentare l'effetto di una mancanza di tamponatura al primo ordine per la presenza di negozi.

Una distribuzione schematica delle rigidezze in questi casi è mostrata nelle Figure 3 e 4.

In tutti i casi la variazione di rigidezza è stata ottenuta modificando contemporaneamente base ed altezza delle travi emergenti e dei pilastri. La variazione da applicare è stata definita partendo

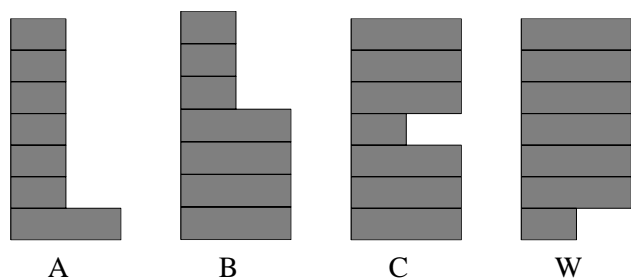


Figura 3. Distribuzione lungo l'altezza della rigidezza in schemi non regolari, con nessuna variazione agli altri ordini

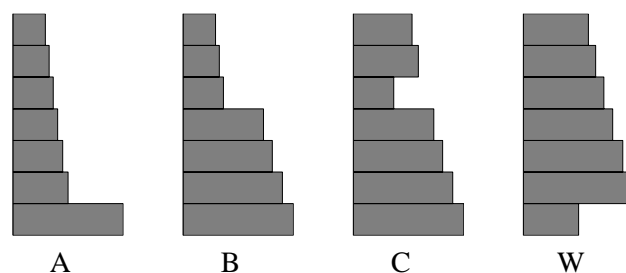


Figura 4. Distribuzione lungo l'altezza della rigidezza in schemi non regolari, con riduzione regolare agli altri ordini

da formule che forniscono una stima approssimata della rigidezza; il valore effettivo della rigidezza, prossimo ma non coincidente con quello previsto, è stata poi calcolato dai risultati dell'analisi ed utilizzato come parametro effettivo per la diagrammazione dei risultati

In definitiva, per ciascun caso sono stato analizzati 27 schemi regolari a 4 piani e 27 schemi regolari a 7 piani. Da ciascun gruppo di 27 schemi regolari sono stati ricavati 378 schemi irregolari, con riduzione di rigidezza da primo a secondo ordine fino all'80%. Si ha così un totale di 405 schemi a 4 piani ed altrettanti a 7 piani, per ciascun valore del fattore di comportamento  $q$ .

#### 4 METODOLOGIA DELL'ANALISI

Una volta definita la geometria del singolo schema, regolare o non regolare, si sono determinate le caratteristiche di sollecitazione mediante analisi modale con spettro di risposta, utilizzando quattro valori per il fattore di comportamento  $q$ :

- $q=5.85$ , corrispondente al massimo previsto dalla normativa per struttura di classe di duttilità A;
- $q=4.68$  ( $5.85 \times 0.8$ ), cioè il valore precedente ridotto mediante il coefficiente  $K_R$ ;
- $q=3.90$ , corrispondente al massimo previsto per struttura di classe di duttilità B;
- $q=3.12$  ( $3.90 \times 0.8$ ), cioè il valore precedente ridotto mediante il coefficiente  $K_R$ .

Ciascuno dei 405 schemi a 4 piani e 405 a 7 piani, previsto per le distribuzioni A, B, C e W, è stato progettato 4 volte, ciascuna con uno dei valori sopra indicati del fattore di comportamento  $q$ .

Si è ipotizzato che tutti i telai fossero ubicati nello stesso sito (Messina, con parametri sismici  $a_g = 0.250$  g,  $F_o = 2.410$ ,  $T_C^* = 0.360$ ) e sullo stesso suolo (C). Il modello geometrico distingue tra tratto delle aste interno al nodo (incrocio trave-pilastro) ed esterno ad esso ma la sezione geometrica dei tratti di un'asta interni ed esterni al nodo è la stessa ed il momento d'inerzia assunto è quello nominale della sezione. Il problema della

variazione di rigidità dovuta alla fessurazione del calcestruzzo non riguarda specificamente il tema in esame e può essere considerata a monte, nella definizione della rigidità delle singole aste e del rapporto tra le rigidità dei singoli piani.

Il progetto delle armature è stato effettuato partendo dai risultati di queste analisi modali, in modo da avere quattro strutture con differente resistenza. In ciascun caso le armature sono state definite ipotizzando un calcestruzzo di classe C25/30 ed un acciaio B450C, rispettando le indicazioni della normativa italiana relative alla progettazione in capacità. Più precisamente, l'armatura a flessione delle travi è stata assunta pari al valore ottenuto dal calcolo in corrispondenza del filo pilastro, senza nessun arrotondamento per trasformarlo in barre reali ma rispettando ove necessario i minimi di armatura indicati dalla normativa. L'armatura a taglio è stata calcolata partendo dalla resistenza delle travi, maggiorata mediante il relativo coefficiente  $\gamma_{Rd}$ . L'armatura a flessione dei pilastri è stata progettata in maniera tale che in ciascun nodo la somma dei momenti resistenti dei pilastri fosse pari alla somma dei momenti resistenti delle travi incrementata di  $\gamma_{Rd}=1.3$ , con un minimo pari allo 0.25% su ogni lato (valore definito pensando al minimo dell'1% come armatura totale), anche in questo caso senza ulteriori arrotondamenti. L'armatura a taglio dei pilastri è stata calcolata anch'essa a partire dalla resistenza dei pilastri, con le specifiche modifiche fornite dalla normativa 2018. Non si è definita l'armatura dei nodi, ma si è ipotizzato che essa fosse sufficiente a non avere mai crisi a taglio di tali elementi.

Il comportamento sismico di ogni schema, con la geometria prescelta e le armature assegnate in base a  $q$ , è stato esaminato mediante analisi statica non lineare. Il modello geometrico già citato, a plasticità concentrata, consente la formazione delle cerniere plastiche solo all'esterno della parte nodale. Per quanto riguarda la resistenza delle singole sezioni, le indicazioni fornite dalla normativa per tale analisi sono rivolte principalmente agli edifici esistenti e prescrivono di determinare la resistenza a flessione di travi e pilastri con riferimento al valore medio della resistenza dei materiali. Nel caso in esame si è ritenuto concettualmente più corretto utilizzare come riferimento, a tal fine, i valori caratteristici dei materiali ipotizzati ( $f_c=25$  MPa,  $f_y=450$  MPa). Per i pilastri si è per semplicità assunto un valore del momento resistente pari a quello che si ha in presenza dello

sfuerzo normale dovuto ai carichi verticali agenti in condizione sismica. La resistenza a taglio di travi e pilastri è stata valutata dividendo i valori di riferimento per i coefficienti parziali  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ .

L'analisi pushover è stata effettuata applicando una distribuzione di forze corrispondenti al primo modo. A ciascun punto della curva di pushover è stato associato un valore dell'accelerazione sismica mediante il procedimento suggerito dalla normativa italiana. Si può quindi seguire il progressivo variare delle caratteristiche di sollecitazione e del danneggiamento al crescere dell'accelerazione. Una visualizzazione della distribuzione delle cerniere plastiche è stata utile per comprendere il meccanismo di collasso verso cui si avvia la struttura al crescere dell'intensità del sisma. Il giudizio numerico deve però essere basato sulla possibilità di ottenimento di rotture fragili (a taglio) e sull'entità della rotazione plastica delle sezioni rispetto al valore ultimo. In realtà nessuna analisi ha mostrato rotture a taglio, confermando da questo punto di vista l'efficacia delle prescrizioni della progettazione in capacità. Ci si è quindi soffermati esclusivamente sulle rotazioni plastiche.

Le normative italiana (Circolare 2019, formula C8.7.2.1) ed europea (Eurocodice 8, parte 3, formula A1) forniscono un'espressione della rotazione alla corda di collasso  $\theta_{u,SLC}$ , basata su studi di Panagiotakos e Fardis (2001) riferiti ad un'ampia gamma di valori sperimentali; da questa si ottiene anche la rotazione limite per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV,  $\theta_{u,SLV}$ . Avendo usato un modello a plasticità concentrata, che fornisce la rotazione plastica delle singole cerniere, si è determinato il valore della rotazione plastica di collasso  $\phi_{u,SLV}$  partendo da quello di  $\theta_{u,SLV}$  detraendo l'effetto della deformazione elastica dell'asta

$$\phi_{u,SLV} = \theta_{u,SLV} - \frac{V L_V^2}{3 E I} \quad (2)$$

nella quale  $V$  è il taglio che corrisponde al raggiungimento del valore limite della rotazione alla corda,  $L_V$  la luce di taglio (distanza tra estremo e punto di flesso),  $E I$  la rigidità della sezione.

Per ciascuna sezione in cui si forma la cerniera si definisce un parametro di danneggiamento  $D$

$$D = \frac{\phi}{\phi_{u,SLV}} \quad (3)$$

Il valore di  $a_{g(D=1)}$  corrispondente al raggiungimento del valore  $D=1$ , cioè del limite per SLV, è

stato calcolato separatamente per le travi e per i pilastri. È stato inoltre calcolato, separatamente per le travi e per i pilastri, il valore medio  $D_{med,SLV}$  di  $D$  corrispondente al valore di  $a_g=0.25$  g, per cui la struttura dovrebbe raggiungere lo SLV. Questi parametri sono stati utilizzati per esprimere un giudizio globale su ciascuno schema strutturale e per confrontare il comportamento di strutture regolari e strutture con diversa entità di irregolarità in elevazione.

## 5 RISULTATI OTTENUTI

### 5.1 Riduzione di rigidezza da primo a secondo ordine

Questo caso, individuato con la lettera A, è stato il primo ad essere analizzato perché si è visto che in numerose situazioni reali porta, secondo le NTC italiane, a classificare come non regolari in elevazione anche schemi con pilastri a sezione costante. Si nota in effetti che la presenza di una trave di fondazione alta, consigliata per limitare l'effetto di cedimenti differenziali, porta – a parità di sezione delle aste ed altezza di interpiano – ad un rilevante incremento di rigidezza del primo ordine rispetto al secondo.

In Figura 4 è mostrato, per i telai a 7 piani progettati con  $q=5.85$ , il valore medio del danno in corrispondenza all'accelerazione prevista per SLV, in funzione del parametro di irregolarità  $\Delta k$ . Il danno è nettamente maggiore per le travi, come richiesto dalla progettazione in capacità. Si nota inoltre che il danno non varia in maniera sostanziale al crescere dell'irregolarità. Nella figura si sono inserite le linee di tendenza, continua per travi, tratteggiata per pilastri, con equazione polinomiale di ordine due che è sembrata più consona all'andamento dei valori ottenuti. Queste linee mostrano una leggera riduzione del danno medio nei pilastri al crescere dell'irregolarità fino ad un

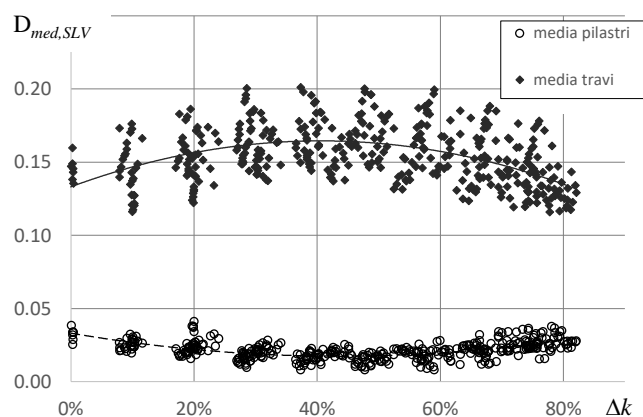


Figura 4. Caso A, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $D_{med,SLV}$  (danno medio per l'accelerazione prevista per SLV)

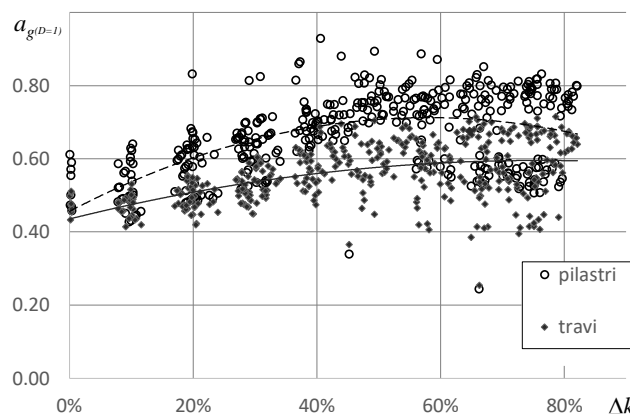


Figura 5. Caso A, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $a_g$  che portano al limite di SLV

$\Delta k$  pari circa al 40% ed un successivo modesto aumento che porta comunque a valori non dissimili a quelli ottenuti per schemi regolari (cioè con  $\Delta k=0$ ).

In Figura 5 è mostrato il valore di  $a_g$  corrispondente al raggiungimento del limite per SLV. Si vede che tutti gli schemi, tranne un paio di eccezioni, sono in grado di sopportare un'accelerazione sismica ben maggiore di quella richiesta (0.25 g). La capacità dei pilastri è leggermente maggiore rispetto a quella delle travi e non si riduce (anzi tendenzialmente aumenta) al crescere del parametro di irregolarità  $\Delta k$ . I valori di  $\Delta k$  per le travi sono più dispersi, ma anche questi mediamente non si riducono al crescere dell'irregolarità, salvo una leggera riduzione per valori di  $\Delta k$  superiori al 60%.

Il progetto effettuato con diversi valori di  $q$  porta a risultati analoghi al variare dell'irregolarità, ma con un danno medio nelle travi significativamente minore e con un aumento non trascurabile dell'accelerazione massima che la struttura può sopportare al ridursi del fattore  $q$ . Si riportano a confronto in Figura 6 le sole linee di tendenza, che mostrano lo stesso andamento indipendentemente dal valore di  $\Delta k$ .

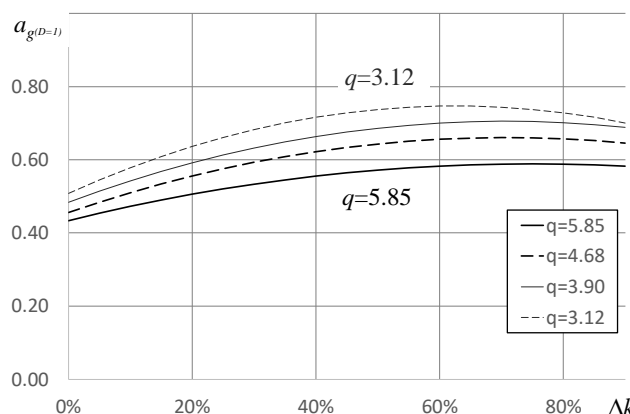


Figura 6. Caso A, 7 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

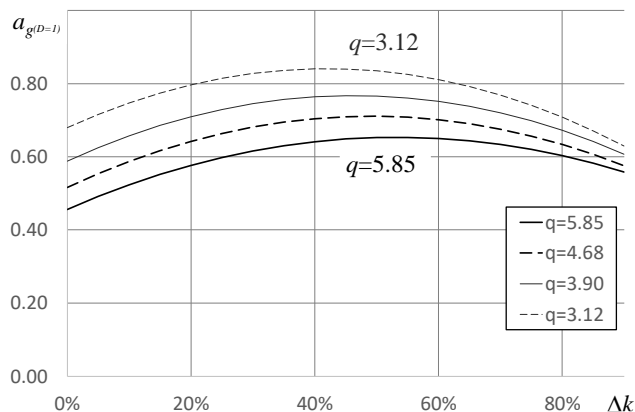


Figura 7. Caso A, 4 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

I risultati ottenuti per i telai a 4 piani sono sostanzialmente analoghi, ma con modesto incremento dell'accelerazione sismica sopportabile. Si riporta quindi in Figura 7 solo l'andamento delle linee di tendenza dei valori di  $a_g$  corrispondenti al raggiungimento del limite per SLV. È qui visibile per alti valori di  $\Delta k$  una riduzione di  $a_g$ , che però rimane sempre maggiore o comparabile a quella per schemi regolari.

## 5.2 Riduzione di rigidità tra la parte inferiore e superiore del telaio

Questo caso, individuato con la lettera B, può corrispondere a situazioni reali nelle quali il progettista abbia deciso di ridurre bruscamente la sezione di pilastri e travi verso la metà altezza del telaio, nonostante le regole di buona progettazione suggeriscano variazioni più graduali.

In Figura 8 è mostrato, per i telai a 7 piani progettati con  $q=5.85$ , il valore medio del danno in corrispondenza all'accelerazione prevista per SLV, in funzione del parametro di irregolarità  $\Delta k$  (misurato in questo caso tra quarto e quinto ordine). I risultati sono molto simili a quelli del caso A, con danno nettamente maggiore per le travi, come richiesto dalla progettazione in capacità, e

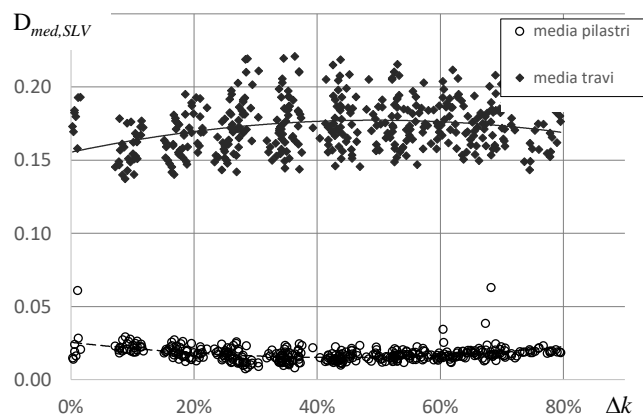


Figura 8. Caso B, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $D_{med,SLV}$  (danno medio per l'accelerazione prevista per SLV)

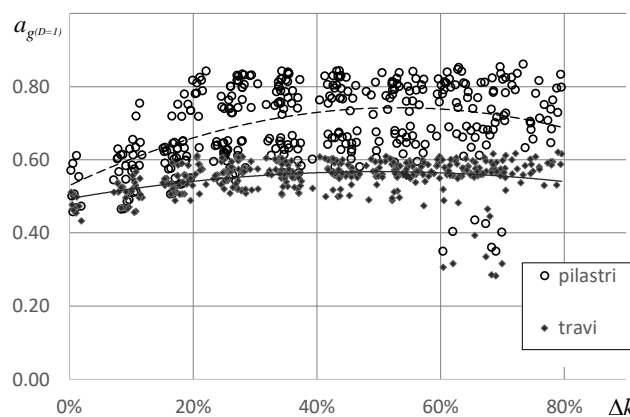


Figura 9. Caso B, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $a_g$  che portano al limite di SLV

sostanziale indifferenza al crescere dell'irregolarità.

In Figura 9 è mostrato il valore di  $a_g$  corrispondente al raggiungimento del limite per SLV. Tutti gli schemi, tranne un paio di eccezioni, sono in grado di sopportare un'accelerazione sismica ben maggiore di quella richiesta (0.25 g). La capacità di pilastri e travi è anche in questo caso poco influenzata (e sostanzialmente non peggiorata) dal crescere del parametro di irregolarità  $\Delta k$ .

Il progetto effettuato con valori differenti di  $q$  porta a risultati analoghi a quelli già descritti per

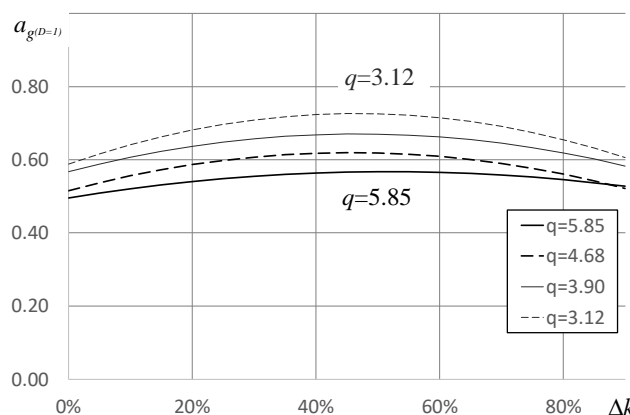


Figura 10. Caso B, 7 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

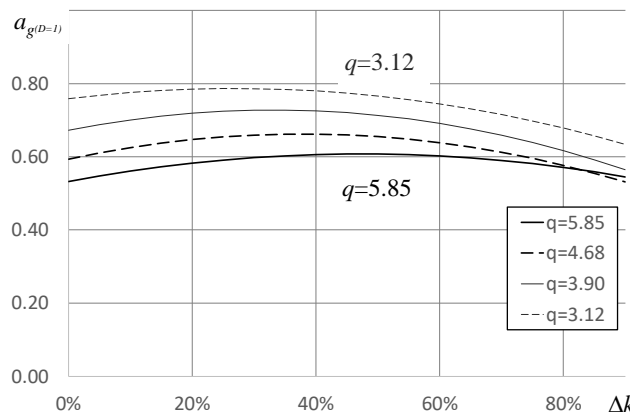


Figura 11. Caso B, 4 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

il caso A. Si riportano a confronto in Figura 10 e 11 le sole linee di tendenza, che mostrano lo stesso andamento indipendentemente dal valore di  $\Delta k$ , sia per i telai a 7 piani che per quelli a 4 piani.

### 5.3 Riduzione di rigidità limitata ad un piano intermedio

Questo caso, individuato con la lettera C, è in realtà poco realistico ed è stato incluso principalmente perché analizzato in passato da alcuni ricercatori. Potrebbe comunque corrispondere ad una situazione reale nella quale nell'edificio è presente un interpiano con altezza significativamente maggiore di quelli adiacenti, a causa di una particolare destinazione d'uso.

In Figura 12 è mostrato, per i telai a 7 piani progettati con  $q=5.85$ , il valore medio del danno in corrispondenza all'accelerazione prevista per SLV, in funzione del parametro di irregolarità  $\Delta k$  (misurato in questo caso come riduzione tra terzo e quarto ordine, alla quale segue immediatamente un aumento tra quarto e quinto ordine). I risultati sono simili a quelli dei casi A e B, con danno nettamente maggiore per le travi, come richiesto dalla progettazione in capacità. Si nota però un modesto, ma evidente, incremento del danno dei pilastri per alti valori del parametro  $\Delta k$ .

In Figura 13 è mostrato il valore di  $a_g$  corrispondente al raggiungimento del limite per SLV. Tutti gli schemi sono in grado di sopportare un'accelerazione sismica ben maggiore di quella richiesta (0.25 g). Rispetto ai casi precedenti la dispersione dei valori relativi ai pilastri è in questo caso un po' maggiore e mostra una riduzione più significativa di  $a_g$  per valori elevati di  $\Delta k$ .

Nel complesso, guardando anche il comportamento delle strutture progettate con valori minori di  $q$  (Figura 14), si può ritenere che l'effetto

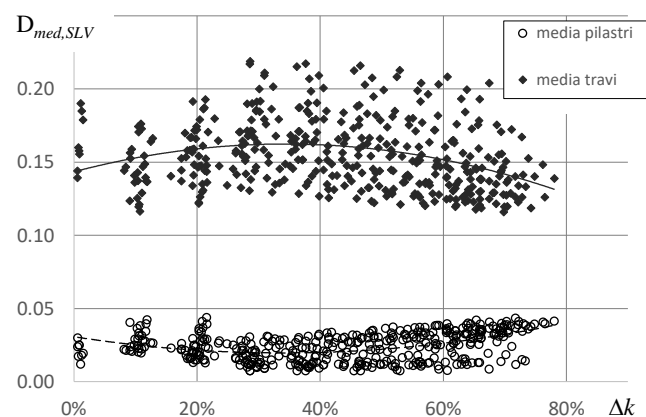


Figura 12. Caso C, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $D_{med,SLV}$  (danno medio per l'accelerazione prevista per SLV)

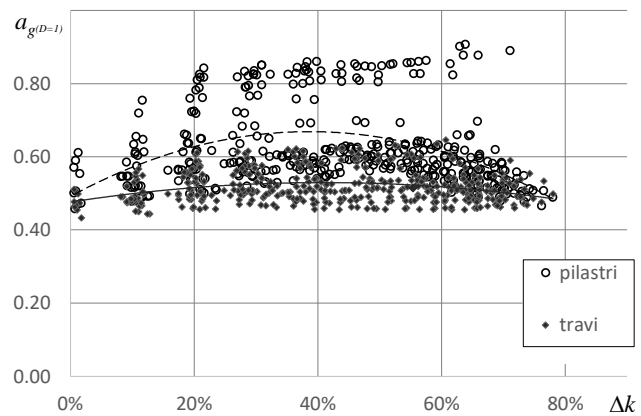


Figura 13. Caso C, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $a_g$  che portano al limite di SLV

complessivo dell'irregolarità per i telai a 7 piani non sia rilevante. Leggermente peggiore è la situazione per telai a quattro piani, per i quali la rigidità si riduce bruscamente al secondo ordine ed aumenta al terzo ordine. Guardando la Figura 15 si vede, al crescere di  $\Delta k$ , una modesta tendenza alla riduzione del valore di  $a_g$  per il quale si raggiunge lo SLV.

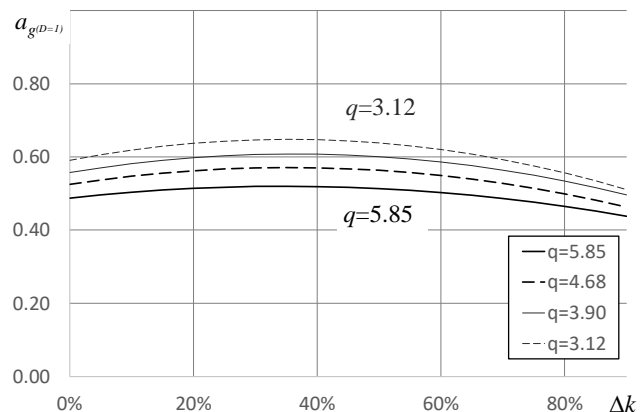


Figura 14. Caso C, 7 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

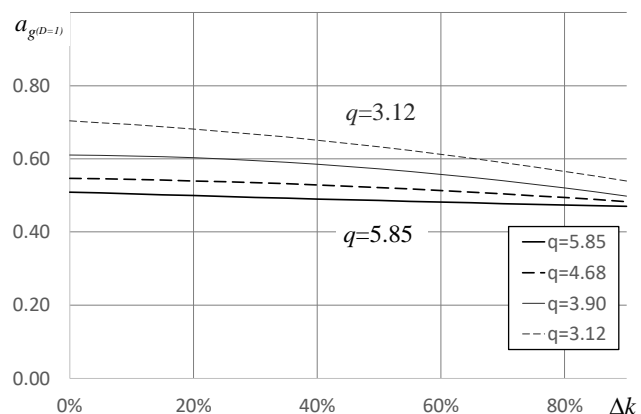


Figura 15. Caso C, 4 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati



#### 5.4 Aumento di rigidezza da primo a secondo ordine

Questo caso, individuato con la lettera W, è in sé piuttosto raro se riferito alla struttura nuda, anche se potrebbe corrispondere ad una situazione reale nella quale il primo interpiano dell'edificio abbia un'altezza significativamente maggiore di quelli superiori. Più frequentemente potrebbe corrispondere all'assenza di tamponature al primo ordine, caso non raro specie in ambito urbano se il piano inferiore è adibito a negozi; la presenza di tamponature presenta però particolarità che andrebbero esaminate con un modello appositato.

In Figura 16 è mostrato, per i telai a 7 piani progettati con  $q=5.85$ , il valore medio del danno in corrispondenza all'accelerazione prevista per SLV, in funzione del parametro di irregolarità  $\Delta k$ . Si noti che in questo caso il parametro con la definizione (1) assume valori negativi, ma nelle figure è stato rappresentato come positivo. Anche in questo caso il danno è nettamente maggiore per le travi, come richiesto dalla progettazione in capacità. A differenza dei casi precedenti, però, il danno nei pilastri aumenta in maniera quasi lineare al crescere dell'irregolarità, mentre contemporaneamente si riduce il danno nelle travi.

Come conseguenza (Figura 17) al crescere di  $\Delta k$  il limite di deformazione plastica è raggiunto nei pilastri e non nelle travi in una percentuale di casi sempre più alta e l'accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV diventa sempre minore, in maniera approssimativamente lineare. Questo è mostrato chiaramente dalle linee di tendenza (Figura 18) per tutti i valori di  $q$ .

La situazione è analoga, con un decremento leggermente più forte, nel caso di telai a quattro piani (Figura 19).

Appare evidente che in questo caso, a differenza dei precedenti, l'irregolarità influisce negativamente e diventa quindi opportuno ridurre in

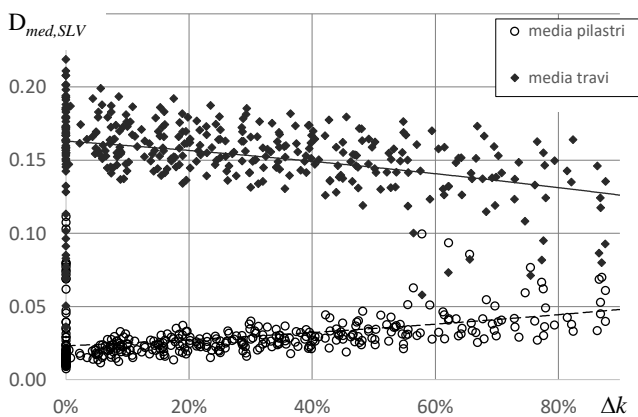


Figura 16. Caso W, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $D_{med,SLV}$  (danno medio per l'accelerazione prevista per SLV)

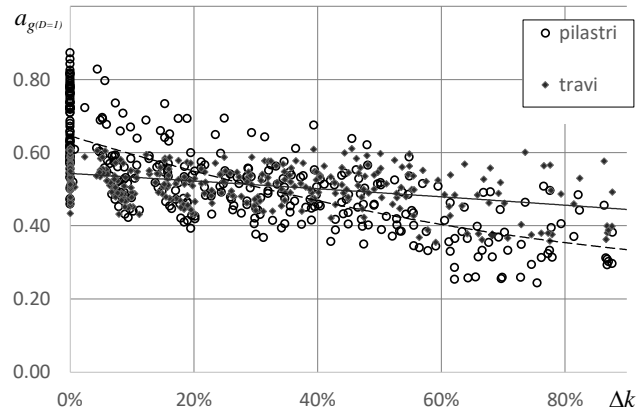


Figura 17. Caso W, 7 piani,  $q=5.85$ : valori di  $a_g$  che portano al limite di SLV

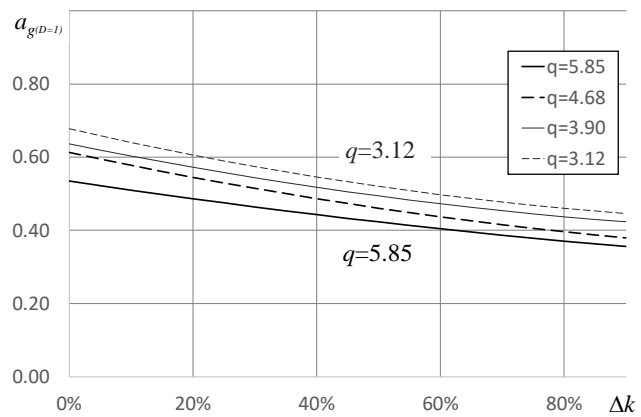


Figura 18. Caso W, 7 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

fase di progetto il fattore di comportamento per ottenere la stessa sicurezza garantita per telai regolari. L'uso di un coefficiente  $K_R=0.8$ , indicato dalla normativa per  $\Delta k > 0.1$  non sembra sufficiente. Sulla base di quanto ottenuto si potrebbe proporre il valore

$$K_R = 1 + 0.6 \Delta k \quad (4)$$

se si usa l'espressione (1) che fornisce un valore di  $\Delta k$  negativo, mantenendo se si vuole il limite attuale che considera  $K_R=1$  se  $\Delta k \leq 0.1$ .

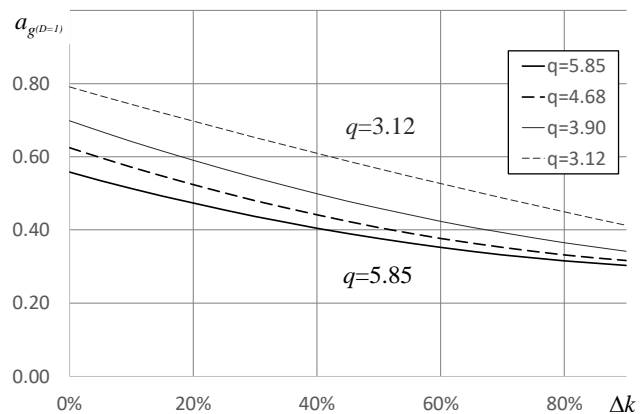


Figura 19. Caso W, 4 piani: variazione dell'accelerazione  $a_g$  che porta al limite per SLV in funzione di  $\Delta k$  per i diversi valori di  $q$  usati

## 6 CONCLUSIONI

Obiettivo dello studio era valutare l'efficacia dei criteri indicati dalle normative sismiche vigenti (progettazione in capacità e rispetto della duttilità locale) nel garantire una buona capacità sismica anche in presenza di rilevante irregolarità in elevazione e giudicare se fosse necessario intervenire sul valore del fattore di comportamento  $q$  in presenza di tale irregolarità. A tal fine è stata svolta un'ampia campagna numerica, basata sulla verifica mediante analisi statica non lineare di strutture intelaiate progettate seguendo i criteri innanzi citati.

Per le tre tipologie che considerano come irregolarità una brusca riduzione di rigidità tra primo e secondo ordine, a metà altezza dell'edificio oppure in un singolo ordine posto a metà altezza, si è riscontrato una sostanziale indifferenza della risposta sismica anche in presenza di variazioni di rigidità molto rilevanti. Si può quindi concludere che, pur essendo concettualmente valida l'indicazione progettuale di evitare brusche riduzioni di rigidità andando dai piani inferiori a quelli superiori, i criteri generali di normativa sono sufficientemente robusti e tali da garantire una buona capacità sismica alle strutture anche in presenza di rilevanti riduzioni di rigidità. Si ritiene quindi inutile classificare come non regolari in elevazione edifici che presentano riduzioni anche brusche di rigidità.

Diversa è la situazione in presenza di incrementi di rigidità andando dai piani inferiori a quelli superiori. Lo studio si è focalizzato su incrementi tra primo e secondo ordine, rilevando un progressivo aumento del danneggiamento dei pilastri e riduzione del valore dell'accelerazione  $a_g$  che porta al raggiungimento dello SLV al crescere della differenza percentuale di rigidità  $\Delta k$ . Si sottolinea che in presenza di forti incrementi di rigidità l'effetto diventa tanto rilevante da rendere insufficiente il valore  $K_R = 0.8$  con il quale le normative italiana ed europea riducono il valore del fattore di comportamento  $q$  nel tentativo di fornire adeguata sicurezza. Sembra più prudente ridurre progressivamente  $q$  in funzione di  $\Delta k$ , ad esempio con l'espressione (4) citata nel paragrafo precedente. Questa indicazione vuol però essere principalmente uno stimolo ad un approfondimento del problema, che potrebbe essere fatto valutando la risposta delle strutture irregolari in elevazione mediante analisi dinamiche non lineari, sicuramente più efficaci delle analisi statiche non lineari qui utilizzate.

## BIBLIOGRAFIA

- Athanassiadou C. and Bervanakis S., 2005. Seismic behaviour of R/C buildings with setbacks designed to EC8. In: *Proceedings of the 4<sup>th</sup> European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*. CD ROM. Thessaloniki, August 2005.
- Bhosale A.S., Davis R., Sarkar P., 2017. Vertical Irregularity of Buildings: Regularity Index versus Seismic Risk. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **3**(3).
- Bosco M., Ghersi A., Marino E.M., Rossi P.P., 2002. Effects of in elevation irregularity on the elastic seismic response of in-plan asymmetric buildings. In: *Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, CD ROM. Florence, September 2002.
- CEN, 1994. Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures.
- Chintanapakdee C. and Chopra A.K., 2004. Seismic Response of Vertically Irregular Frames - Response History and Modal Pushover Analyses. *Journal of Structural Engineering*, 2004, **130**(8), 1177-1185.
- De Stefano M. and Pintucchi B., 2008. A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **6**, 285-308.
- D.M. 17/1/2018, 2018. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Dya A.F.C. and Oretaa A.W.C., 2015. Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. *Procedia Engineering*, **125**, 925-932.
- EN 1998-1, 2005. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- ICC, 2000. International Building Code.
- Magliulo G., Ramasco R., Realfonzo R., 2001, Sul comportamento sismico di telai piani in c.a. caratterizzati da irregolarità in elevazione. *10° Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.
- Panagiotakos T.B. and Fardis M.N., 2001. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal*, **98**(2), 135-148.
- Valmundsson E.V. and Nau J.M., 1997. Seismic Response of Building Frames with Vertical Structural Irregularities. *Journal of Structural Engineering*, 2004, **123**(1), 30-41.