

On the seismic design of one-story precast structures for P- Δ effects

Analisi di strutture prefabbricate monopiano considerando gli effetti P- Δ

M. Ercolino¹, C. Petrone², G. Magliulo³, A. Guerra³, G. Manfredi³

¹University of Greenwich, Department of Engineering Science, Central Avenue, Medway Campus ME4 4TB Chatham, UK

² University College London, Department of Civil, Environmental & Geomatic Engineering, Chadwick Building, WC1E 6BT London, UK

³ Università degli Studi di Napoli Federico II, Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, via Claudio 21, 80125 Napoli, Italy

ABSTRACT: P- Δ effects can significantly influence the seismic response of precast one-story structures. According to both European and Italian building code, these effects can be taken into account by following ad hoc design requirements, which could require re-design of structural elements and amplification of seismic effects.

An extensive parametric study is performed in order to: a) evaluate the influence of P- Δ effects on the seismic behavior of precast structures and b) assess the efficiency of code design requirements. Many structures are designed according to different design approaches and the seismic performance is investigated for different nonlinear models.

The results of nonlinear dynamic analyses demonstrate that P- Δ effects can significantly influence the displacement ductility demand of precast structures. However, the results show that the structural overstrength can compensate this influence. Therefore, in the final part of this work, an alternative design approach is proposed in order to achieve safer and cheaper structures. Gli effetti P- Δ possono influenzare in modo significativo la richiesta sismica degli edifici prefabbricati monopiano. Sia la normativa europea che quella italiana prevedono alcune prescrizioni al fine di considerare tale fenomeno, quali la riprogettazione della struttura e l'amplificazione della richiesta sismica.

In questo lavoro si descrive uno studio parametrico eseguito al fine di: (a) valutare l'influenza degli effetti P- Δ sulla risposta sismica di edifici prefabbricati e (b) valutare l'efficacia delle prescrizioni normative. In particolare, lo studio prevede l'analisi di numerose strutture, utilizzando diversi approcci progettuali e diverse ipotesi di modellazione.

Le analisi dinamiche dimostrano che gli effetti P- Δ possono fortemente influenzare la domanda sismica delle strutture prefabbricate in termini di duttilità in spostamento. Tuttavia, si dimostra che tale influenza può essere compensata dalla sovraresistenza strutturale. Nella parte finale di questo lavoro, si propone, quindi, una modifica alle prescrizioni normative al fine di giungere ad una progettazione sicura e più economica.

KEYWORDS: P-Delta effects; precast structures; nonlinear analysis; design requirements / effetti P-Delta; strutture prefabbricate; analisi non lineari; progettazione

1 INTRODUZIONE

Gli effetti P- Δ possono influenzare in maniera significativa la risposta sismica di strutture deformabili flessionalmente: sotto le azioni sismiche, infatti, i carichi gravitazionali, agendo sulla configurazione deformata, portano ad un'amplificazione degli spostamenti. Dunque, questi effetti possono essere significativi per le strutture deformabili flessionalmente, come le strutture prefabbricate monopiano.

Negli ultimi decenni, molti autori hanno condotto studi di ricerca per valutare l'influenza degli effetti P- Δ sulle strutture monopiano e multipiano. In primo luogo, gli studi di ricerca si sono focalizzati nel definire quando è possibile trascurare gli effetti P-

Δ (Moss & Carr 1981, Paulay 1978). In questi lavori, gli autori hanno valutato l'importanza degli effetti P- Δ mediante un approccio basato sul coefficiente di stabilità, formulando valori limite di questo coefficiente. Il coefficiente di stabilità dipende principalmente dalla rigidità laterale della struttura, dalla richiesta di duttilità e dai carichi assiali. In base ai risultati di altri lavori, l'entità degli effetti P- Δ può essere tenuta in conto mediante l'amplificazione degli effetti sismici. In Bernal (1987) il fattore di amplificazione è stato definito come il rapporto della resistenza richiesta al sistema SDOF affinché la massima domanda di duttilità in termini di spostamento sia la stessa, con e senza gli effetti P- Δ . Questo fattore amplificativo è stato strettamente correlato al coefficiente di stabilità, che è definito come il rapporto tra il carico assiale e il

prodotto tra la rigidezza laterale e l'altezza della struttura.

L'attuale normativa europea valuta l'entità degli effetti P-Δ in accordo agli studi sopra descritti, ovvero mediante il coefficiente di stabilità, e fornisce ulteriori prescrizioni progettuali se gli effetti P-Δ non sono trascurabili per la struttura considerata. L'influenza degli effetti P-Δ sulla risposta sismica è valutata mediante il coefficiente di stabilità, θ , secondo quanto previsto dall'EC8 (CEN 2005):

$$\theta = \frac{P}{H} \cdot \frac{d_r}{V} \quad (1)$$

dove P è il carico gravitazionale, V è il taglio sismico totale, H è l'altezza d'interpiano e d_r è lo spostamento d'interpiano di progetto. L'EC8 fornisce prescrizioni differenti in base al valore di questo fattore, come descritto di seguito.

- Gli effetti P-Δ sono tenuti in conto se θ è maggiore di 0.1: se θ è minore di 0.2 gli effetti sismici saranno amplificati mediante il fattore:

$$\alpha = \frac{1}{1-\theta} \quad (2)$$

- Il fattore di stabilità non può eccedere 0.3: in questo caso, gli elementi strutturali devono essere riprogettati.
- Se θ è maggiore di 0.1, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro, ovvero la luce di taglio. Nel caso di strutture prefabbricate monopiano, la luce di taglio del pilastro corrisponde alla sua altezza totale.
- L'Eurocodice non fornisce nessuna prescrizione nel caso in cui θ ricada nel range 0.2÷0.3.

L'influenza degli effetti P-Δ sulla progettazione delle strutture prefabbricate e la mancanza di studi su strutture reali (progettate in accordo alle correnti prescrizioni normative) hanno motivato il lavoro qui presentato, che ha come obiettivo la definizione dell'influenza degli effetti P-Δ sul comportamento di strutture prefabbricate monopiano. È stato condotto un esteso studio parametrico su numerose strutture prefabbricate monopiano, aventi differenti caratteristiche geometriche e progettate per diversi livelli di sismicità. Inoltre, sono assunti approcci di progettazione differenti per valutare l'affidabilità dell'approccio dell'EC8 analizzando l'efficienza di ogni prescrizione.

2 STUDIO PARAMETRICO

Le strutture prefabbricate industriali sono generalmente strutture monopiano, costituite da pilastri prefabbricati, plinti a bicchiere alla base e travi incernierate ai pilastri. Queste strutture

generalmente sono costituite da elementi di copertura prefabbricati, sostenuti dalle travi, e pannelli di tamponatura prefabbricati lungo il perimetro. In accordo alla tipologia strutturale, gli edifici monopiano sono modellati come sistemi ad un grado di libertà, caratterizzati da una rigidezza laterale pari a quella dei pilastri e da una massa, valutata secondo il criterio delle aree di influenza.

Per valutare l'influenza degli effetti P-Δ sulla risposta sismica di queste strutture, si conduce un esteso studio parametrico. I casi studio sono strutture prefabbricate monopiano, definite variando i seguenti parametri: 1) l'altezza dei pilastri (6 m -8 m -10 m -12 m); 2) la massa sismica (10 t-30 t-50 t-70 t-90 t-110 t-130 t-150 t); 3) la massima accelerazione al suolo di progetto (0.15 g -0.25 g -0.35 g). Tutti i casi studio si riferiscono ad un sottosuolo di categoria B, come definito nell'EC8.

2.1 Progettazione e discussione dei risultati

Ciascun pilastro delle strutture analizzate è progettato mediante un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. Il fattore di struttura è assunto pari a 3.5, come previsto dalla normativa italiana ((DM 14/01/2008) per classe di duttilità alta. Per valutare l'influenza di ciascuna prescrizione progettuale riferita agli effetti del secondo ordine, sono condotti 4 approcci di progettazione differenti.

- Approccio di progettazione no.1 → Le strutture sono progettate rispettando tutte le prescrizioni dell'EC8 per gli effetti P-Δ. Poiché l'Eurocodice non fornisce nessuna prescrizione nel caso in cui θ appartiene al range 0.2÷0.3; in questo studio i pilastri sono progettati seguendo le prescrizioni delle strutture prefabbricate caratterizzate da θ maggiore di 0.1.
- Approccio di progettazione no. 2 → Le strutture sono progettate trascurando la limitazione relativa alla dimensione minima della sezione dei pilastri se θ è maggiore di 0.1 (nel seguito indicata come regola "H\10").
- Approccio di progettazione no. 3 → Le strutture sono progettate trascurando sia la regola "H\10" sia il limite sul valore massimo del coefficiente di stabilità ($\theta = 0.3$).
- Approccio di progettazione no. 4 → Si adottano le sezioni dei pilastri ottenute nell'approccio no.3, mentre l'armatura è progettata trascurando gli effetti P-Δ.

L'acciaio utilizzato per le barre di armature ha una resistenza caratteristica allo snervamento pari a 450 MPa, mentre la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo è pari a 45 MPa. In questa fase sono utilizzati i valori normativi di progetto. La rigidezza elastica del pilastro è posta pari al 50% della corrispondente rigidezza non fessurata, per tenere conto della fessurazione.

I risultati della progettazione sono presentati nelle Figure 1-3 in termini di dimensioni dei pilastri (h_{col}). In queste figure, m è la massa sismica e H è l'altezza totale della struttura. Ulteriori dettagli e risultati della progettazione sono riportati in Ercolino et al. (2016).

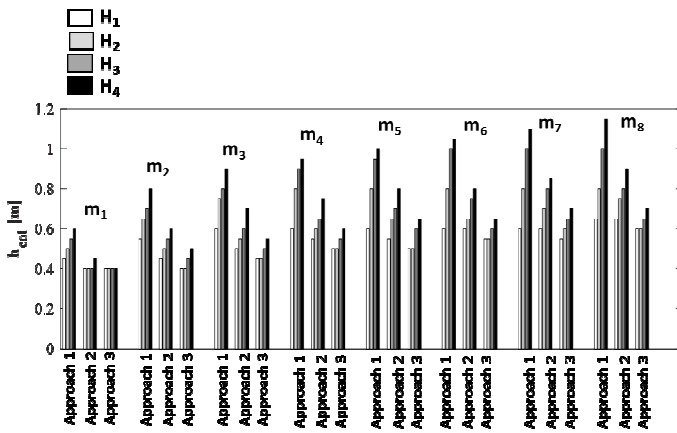


Figure 1. Column dimensions (h_{col}) for the different design approaches and case-studies ($a_g=0.15g$) / Dimensione del pilastro (h_{col}) per i differenti approcci di progettazione e casi studio ($a_g=0.15g$)

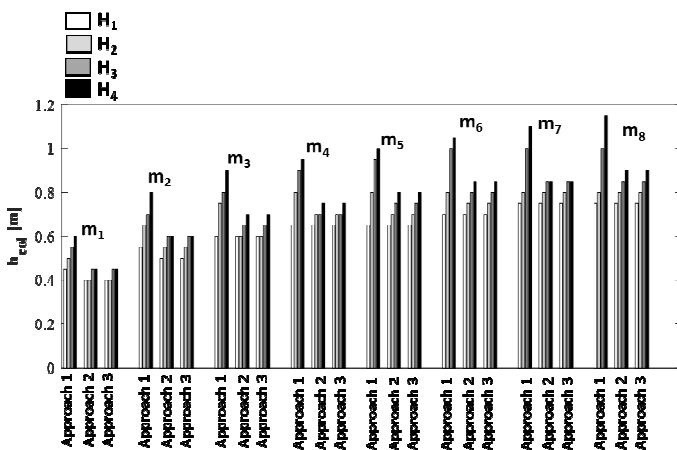


Figure 2. Column dimensions (h_{col}) for the different design approaches and case-studies ($a_g=0.25g$) / Dimensione del pilastro (h_{col}) per i differenti approcci di progettazione e casi studio ($a_g=0.25g$)

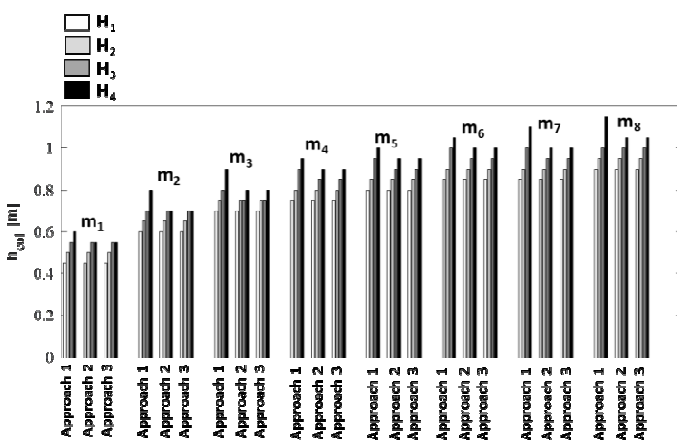


Figure 3. Column dimensions (h_{col}) for the different design approaches and case-studies ($a_g=0.35g$) / Dimensione del pilastro (h_{col}) per i differenti approcci di progettazione e casi studio ($a_g=0.35g$)

Le sezioni dei pilastri ottenute seguendo l'approccio di progettazione no.2 sono uguali o minori delle corrispondenti sezioni dell'approccio no.1. Nel caso di bassa sismicità ($a_g=0.15g$) l'assenza della limitazione della sezione (regola di $H/10$) comporta una rigidità minore delle strutture e, di conseguenza, un maggiore valore di θ (>0.3). Per le strutture alte (10m e 12m) in zone ad alta sismicità ($a_g=0.25g$), θ è minore di 0.3 e lo stato limite di danno (SLD) influenza le dimensioni della sezione (Fig. 2). Per i valori più alti di a_g (0.35g) la differenza tra i due approcci è lieve: nell'approccio no.1, la sezione trasversale del pilastro è solo leggermente più grande della dimensione richiesta allo SLD (Fig. 3) poiché è stata definita dalla regola di $H/10$.

Le strutture progettate secondo l'approccio no.3 hanno le stesse caratteristiche (sezione ed armatura) delle strutture progettate con l'approccio no.2 per $a_g=0.25g$ e $a_g=0.35g$. In questi casi la progettazione è stata influenzata dallo stato limite di danno. Per $a_g=0.15g$ le sezioni progettate secondo l'approccio no.3 sono circa il 30% più piccole rispetto all'approccio no.2. Queste differenze sono dovute a fattori differenti che influenzano la progettazione: per l'approccio no.2, la regola che governa è tipicamente il limite massimo di θ (0.3); per l'approccio no.3 la regola che governa è tipicamente la limitazione sulla massima percentuale di armatura longitudinale, pari al 4%.

I risultati dell'approccio no.4 differiscono dai risultati dell'approccio di progettazione no.3 solo in termini di rapporto di armatura longitudinale:

- per tutte le strutture progettate con il massimo valore di a_g (0.35 g) non ci sono differenze tra i due approcci;
- per le strutture progettate per 0.25 g, solo quelle di altezza 6 m e massa 130 t e 150 t mostrano alcune differenze: la percentuale di armatura longitudinale della progettazione no. 3 è 1.35 volte più grande di quelle della progettazione no. 4;
- per le strutture progettate per 0.35 g, il rapporto di armatura nell'approccio no. 4 è più piccolo di quello dell'approccio no. 3 in caso di massa elevata: il rapporto tra le due percentuali di armatura è nel range 1.25÷3.06.

2.2 Modello non lineare

Il comportamento non lineare delle strutture progettate (pilastri) è modellato mediante un approccio a plasticità concentrata. Il pilastro è modellato come un elemento rigido ed alla sua base si definisce una cerniera plastica, a cui è assegnato un legame momento-rotazione bilineare. I valori del momento allo snervamento e ultimo, M_y e M_u , sono valutati con un'analisi a fibre della sezione. Per i valori allo snervamento e ultimo della rotazione alla

corda sono adottate formulazioni empiriche, come proposto da Fardis & Biskins (2003). In questo studio si adottano due approcci di modellazione (Figura 4).

- Approccio di modellazione a: la rigidità elastica, k_{el} , del legame momento-rotazione è funzione delle proprietà della sezione del pilastro, come M_y/θ_y (curva continua in Figura 4).
- Approccio di modellazione b: la rigidità iniziale del legame momento-rotazione è posta pari alla rigidità assunta durante la fase di progettazione e il momento allo snervamento è valutato dallo spettro di progetto in accelerazione (curva tratteggiata in Figura 4). L'incrudimento si assume pari al valore adottato nell'approccio di modellazione a.

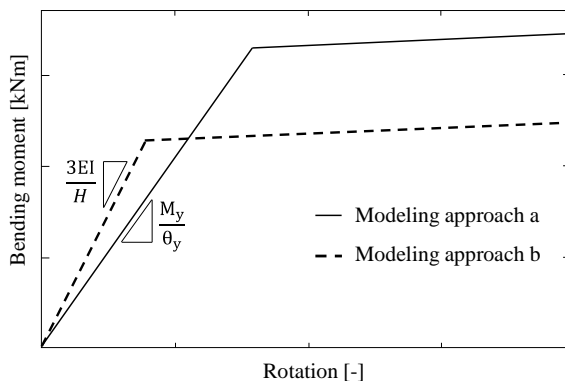


Figure 4. Moment-rotation curves: comparison between modeling approaches/ Legami momento-rotazione: confronto tra approcci di modellazione

Per tutti i casi studio sono condotte analisi dinamiche non lineari mediante il metodo di Newmark considerando e trascurando gli effetti P- Δ (analisi di secondo e primo ordine, rispettivamente). A questo scopo, per le analisi dinamiche sono stati selezionati 50 accelerogrammi artificiali, successivamente scalati per renderli compatibili con lo spettro elastico normativo relativo ai tre valori di a_g per il sottosuolo di categoria B. La generazione degli accelerogrammi è avvenuta mediante il programma SIMQKE(2008). La spettro-compatibilità è richiesta per un ampio intervallo di periodi (0.12 ÷ 6.0 sec), con lo scopo di coprire tutti i possibili periodi dei casi studio (Magliulo et al. 2015). Ulteriori dettagli sugli accelerogrammi adottati sono riportati in Ercolino et al. (2016).

3 RISULTATI E COMMENTI

In questa sezione l'influenza degli effetti P- Δ è analizzata in termini di richiesta di duttilità per tutti gli approcci di progettazione e per tutti i metodi di modellazione (Amara et al. 2014).

3.1 Sicurezza dell'attuale approccio normativo

La Figura 5 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** mostra il confronto tra i due approcci di modellazione per i casi studio progettati secondo l'approccio no 1: la linea continua si riferisce all'approccio di modellazione a, la linea tratteggiata si riferisce alla modellazione b, la linea nera puntinata individua la capacità di duttilità in spostamento. Le curve mostrano che se (a) il periodo del sistema ad un grado di libertà è posto pari a quello assunto durante la progettazione e (b) la sovrarresistenza strutturale è rimossa, la risposta sismica delle strutture cambia significativamente: la richiesta di duttilità in spostamento aumenta considerevolmente. Inoltre, in questo caso, la richiesta di duttilità è prossima alla capacità; al contrario per la modellazione a, per la quale si considera la sovrarresistenza, la domanda è significativamente minore della capacità. Il risultato è in linea con Ercolino et al. (2016), in cui si dimostra che la sovrarresistenza ha un ruolo più importante rispetto alla differenza tra il periodo di progetto e il periodo dell'analisi.

I valori maggiori di sovrarresistenza si riferiscono alle strutture progettate per $a_g=0.15g$; in questo caso, la richiesta di duttilità nell'approccio di modellazione a è minore di circa l'81% rispetto all'approccio b. Per $a_g=0.25g$ and $0.35g$, la discrepanza è di circa il 70% e il 62% rispettivamente. Ciò è dovuto alle prescrizioni progettuali sui dettagli costruttivi in zona sismica, che hanno un ruolo dominante per bassi valori di a_g .

Per valutare l'influenza della sovrarresistenza, tutti i casi di progettazione sono abbinati all'approccio di modellazione a. La Figura 6 mostra la duttilità richiesta in funzione del coefficiente di stabilità per tutti i casi studio: le differenze tra gli approcci sono trascurabili così come l'influenza del fattore di stabilità (ovvero l'influenza degli effetti P- Δ). La sovrarresistenza dovuta ai dettagli sismici e alle caratteristiche dei materiali aumenta in modo significativo la resistenza della struttura e questo effetto compensa l'incremento dello spostamento richiesto alla struttura dovuto alle non-linearità geometriche.

3.2 Commenti sulle prescrizioni normative

I risultati presentati si riferiscono alle analisi dinamiche di secondo ordine effettuate per le strutture progettate secondo gli approcci 1, 2 e 3 e modellate in accordo all'approccio b.

Per quanto riguarda la prescrizione "H/10", si effettua il confronto tra i metodi di progettazione no. 1 e no. 2. La Figura 7 mostra la media dei valori della richiesta di duttilità in spostamento delle strutture. In questi grafici le differenti tipologie di curve si riferiscono ai tre valori di sismicità: la linea continua per $a_g = 0.15$ g, la linea tratteggiata per $a_g = 0.25$ g e la linea puntinata per $a_g = 0.35$ g.

Per i valori minori dell'accelerazione di picco al suolo ($a_g = 0.15$ g), passando dall'approccio no. 1 all'approccio no. 2, la duttilità richiesta si riduce per quasi tutte le strutture. Questo risultato è giustificato principalmente dall'incremento del coefficiente di amplificazione α : i valori del fattore di stabilità θ sono prossimi a 0.3 per l'approccio di progettazione no. 2. La riduzione della duttilità richiesta è maggiore per le strutture alte. Questa evidenza può essere giustificata considerando che l'incremento del periodo dovuto alle non-linearità geometriche nelle strutture alte, caratterizzate da un periodo fondamentale prossimo a 2 sec, non comporta un incremento significativo della richiesta di spostamento. Per le strutture a basso-medio periodo l'incremento di spostamento è maggiore, data la forma dello spettro normativo.

La limitazione sulla dimensione minima del pilastro ("H/10") influenza la progettazione della maggior parte delle strutture dell'approccio no. 1 e questa prescrizione di progetto porta a strutture fortemente sovradimensionate (Brunesi et al. 2015), principalmente per bassi valori di a_g . Dunque, si può concludere che la prescrizione relativa ad H/10 non incrementa significativamente la sicurezza sismica della struttura; al contrario, porta a strutture più costose.

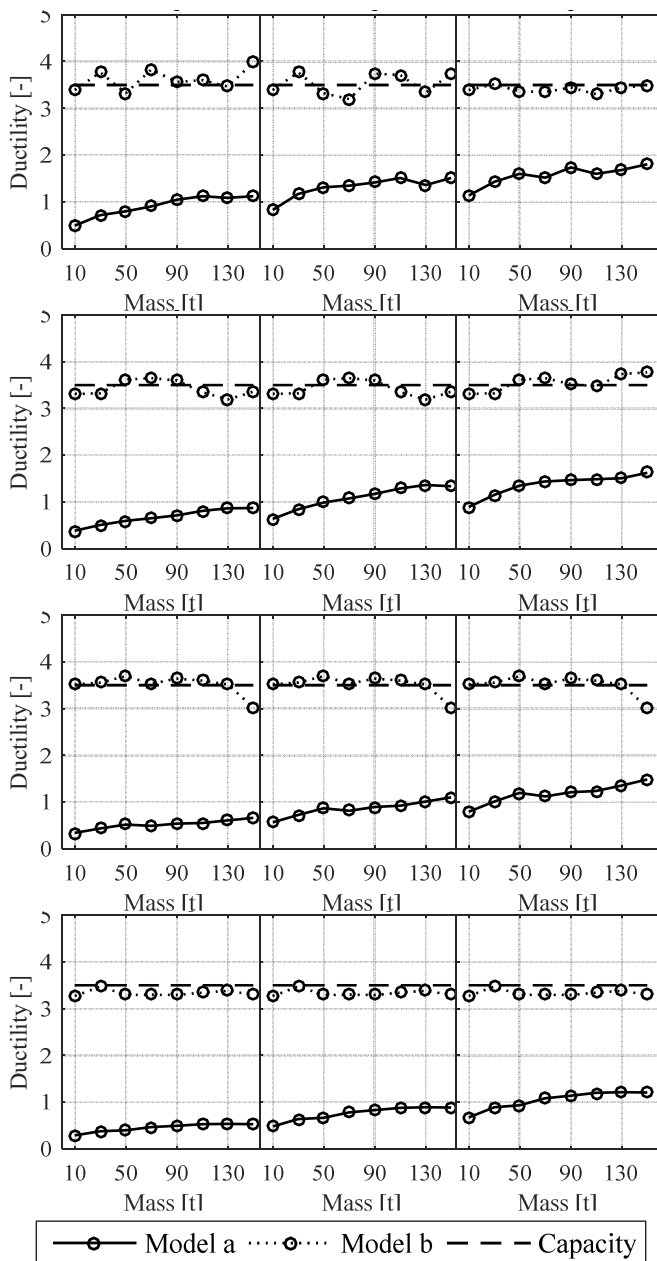


Figure 5. Ductility demand for the investigated case studies, designed according to design approach no. 1 / Duttilità richiesta per i casi studio analizzati, progettati secondo l'approccio no. 1

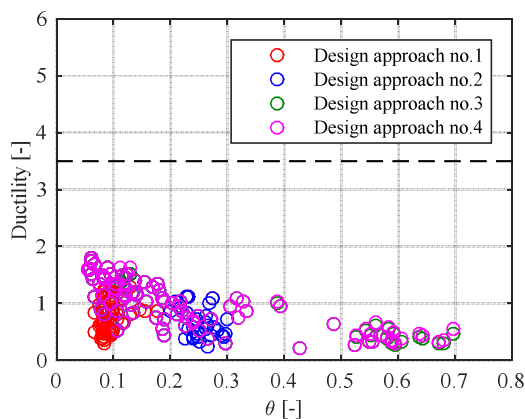


Figure 6. Ductility demand in terms of displacement for all the case studies modelled with approach a / Duttilità richiesta in termini di spostamento per tutti i casi studio modellati con l'approccio a.

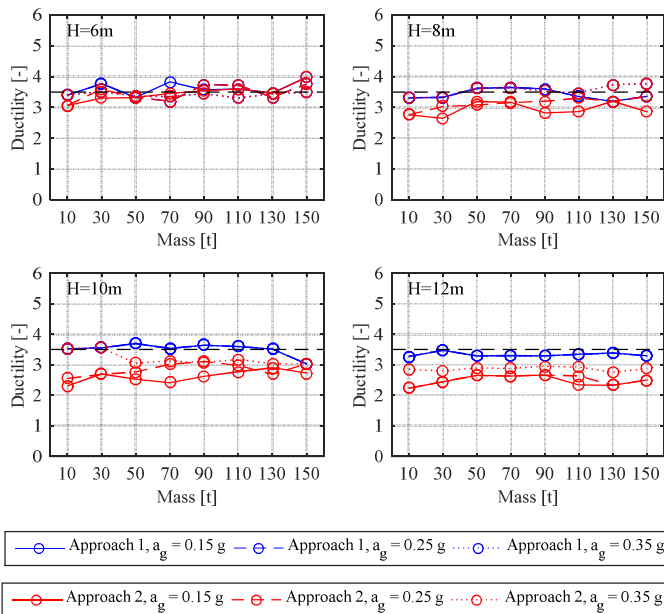


Figure 7. Displacement ductility demand along with mass values: comparison between design approaches no. 1 (blue line) and no. 2 (red line). Richiesta di duttilità in spostamento al variare della massa: confronto tra approcci di progettazione no. 1 (curva blu) e no. 2 (curva rossa)

In accordo all'EC8, i pilastri devono essere riprogettati se θ è maggiore di 0.3. Trascurando questa prescrizione (come previsto dall'approccio di progettazione no. 3), i risultati delle analisi di secondo ordine possono essere confrontati con i risultati dell'approccio no. 1 (Fig. 8). In questa figura alcune curve sono sovrapposte ($H = 6$ m e 8 m soggette ad $a_g = 0.35$ g).

La duttilità richiesta nell'approccio no. 3 è generalmente minore di quella richiesta nell'approccio no. 1. Nella progettazione no. 3, la sovraresistenza è dovuta al coefficiente di amplificazione α e diminuisce all'aumentare dell'accelerazione di picco al suolo, a causa dei valori minori del fattore di stabilità. Si può quindi concludere che le strutture progettate senza nessuna limitazione superiore sul coefficiente di stabilità sono più sicure delle strutture progettate in accordo alla normativa attuale sulle costruzioni. Tale conclusione è giustificata dai valori elevati assunti dal fattore α per θ maggiore di 0.3.

È importante sottolineare che per alcune strutture un'ulteriore fonte di sovraresistenza è dovuta alla prescrizione sulla minima accelerazione spettrale di progetto, che non può essere minore di $0.20a_g$. Nel caso di strutture con periodi di vibrazione elevati, quindi, la corrispondente accelerazione spettrale nelle analisi non lineari è minore del valore che si assume durante la fase di progettazione.

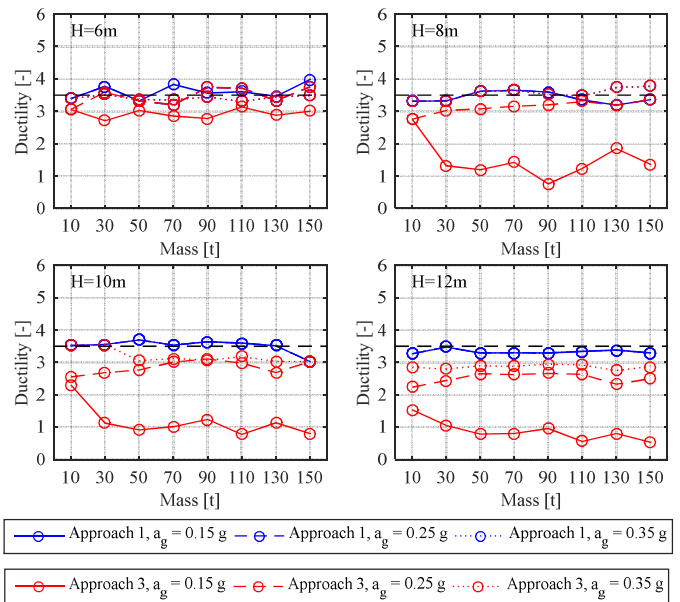


Figure 8. Displacement ductility demand along with mass values: comparison between design approaches no. 1 (blue line) and no. 3 (red line). Richiesta di duttilità in spostamento al variare della massa: confronto tra approcci di progettazione no. 1 (curva blu) e no. 3 (curva rossa)

3.3 Modifiche all'attuale approccio normativo

La Figura 9 mostra il confronto tra le analisi di primo ordine (simboli grigi) e le analisi di secondo ordine (simboli neri) in termini di duttilità richiesta. Questo confronto è presentato per tutti i casi studio, progettati secondo i primi tre approcci di progettazione e per tutti i valori di accelerazione di picco al suolo. L'approccio di modellazione adottato è il metodo b. La capacità di duttilità è riportata nella stessa figura con una curva tratteggiata nera.

Molte delle strutture esibiscono richieste di duttilità molto prossime al valore della capacità. La distribuzione della richiesta di duttilità è molto simile per i quattro valori dell'altezza. Poiché gli approcci considerati prevedono l'amplificazione degli effetti sismici se θ è maggiore di 0.1, si può affermare che la prescrizione relativa all'amplificazione può tenere conto degli effetti P- Δ e garantisce generalmente una risposta sismica sicura della struttura. In ogni caso, i risultati mostrano che l'amplificazione è necessaria anche quando θ è minore di 0.1, in quanto gli effetti del secondo ordine producono un incremento della duttilità richiesta non trascurabile. Le differenze maggiori tra le analisi di primo e secondo ordine si hanno se il fattore di stabilità appartiene al range $0.2 \div 0.3$ e per strutture basse: in questi casi, l'influenza della deformabilità flessionale sullo spostamento richiesto può giustificare i risultati. Per valori molto elevati del fattore di stabilità ($\theta > 0.4$), la duttilità richiesta nelle analisi di primo e secondo ordine è molto simile. In questi casi, i valori molto elevati del fattore di amplificazione α compensano le non linearità geometriche trascurate e le strutture sono

ancora in campo elastico (la duttilità è praticamente pari ad 1.0).

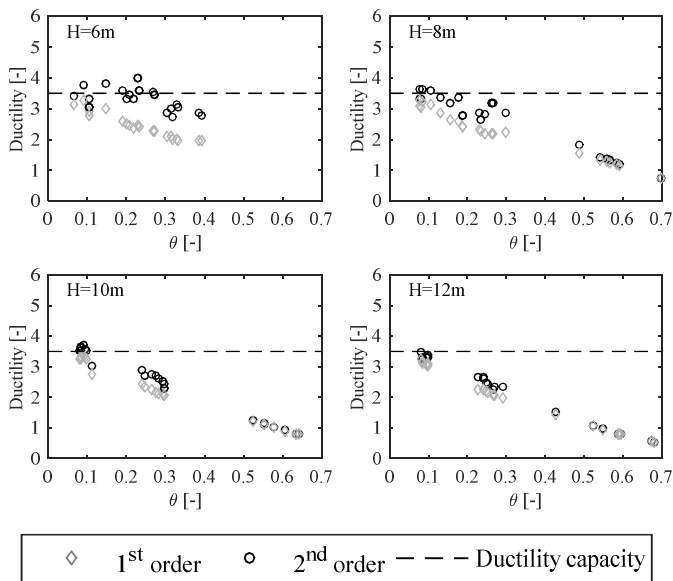


Figure 9. Comparison between the ductility demand in the analysis of first (gray markers) and second order (black circles) / Confronto tra la duttilità richiesta nelle analisi di primo (simboli in grigio) e secondo ordine (cerchi in nero)

4 CONCLUSIONI

This study aims to: 1) the evaluation of the influence of P- Δ effects on the seismic behavior of one-story precast structures and 2) the assessment of code approach used to take into account P- Δ effects in the design phase of this structural typology. An extensive parametric study is performed on one-story precast structures by varying both some geometric features of the structure and the seismicity level of the site. The one-story structures are modelled as SDOF systems and the nonlinear dynamic analyses are performed by using Newmark's method. Both first and second order analyses are performed by adopting two modelling approaches, i.e. two bilinear moment-rotation envelopes are assigned at the base of the SDOF system. Moreover, four design approaches are assumed in the study in order to evaluate the efficiency of each EC8 provision.

The results of the nonlinear dynamic analyses with the second order effects demonstrate that the actual design approach provides very low ductility demand for the structures. This result is mainly caused by two factors: the difference between the design period and the period in the analyses and the structural overstrength, due to seismic details and the materials overstrength. If P- Δ effects are totally neglected in the design phase, the overstrength in precast structures due to other code prescriptions (e.g. minimum longitudinal reinforcement ratio) still induces low ductility demand.

Concerning the code prescriptions on second order effects, the code limitations do not generally increase the structural safety with respect to the seismic actions. The application of these provisions leads to stiffer and more expensive structures without an effective improvement in the seismic performance. Finally, it is demonstrated that a modification of the current code approach would ensure both a safer behavior and more economic structures by: 1) removing the limit on the stability coefficient (0.3); 2) removing H/10 rule; 3) amplifying the seismic effect for any value of the stability coefficient (even it is smaller than 0.1). Gli obiettivi dello studio presentato sono: 1) la valutazione dell'influenza degli effetti P- Δ sul comportamento sismico di strutture prefabbricate monopiano e 2) la valutazione della validità dell'approccio normativo adottato per tenere conto degli effetti P- Δ durante la fase di progettazione per questa tipologia strutturale. È stato condotto un esteso studio parametrico su numerose strutture prefabbricate monopiano, definite al variare di alcune caratteristiche geometriche della struttura e del livello di sismicità del sito. Le strutture monopiano sono modellate come sistemi ad un grado di libertà e sono analizzate mediante analisi dinamiche non lineari. Le analisi di primo e secondo ordine sono condotte con due metodi di modellazione, ossia sono assegnati alla base dei pilastri due tipologie di legami momento-rotazione di tipo bilineare. Inoltre, in questo lavoro si adottano quattro approcci di progettazione con l'obiettivo di valutare ciascuna prescrizione dell'EC8.

I risultati delle analisi dinamiche non lineari del secondo ordine dimostrano che l'attuale metodo di progettazione fornisce richieste di duttilità in spostamento molto basse. Questo risultato è principalmente dovuto a due fattori: la differenza tra il periodo di progetto e il periodo dell'analisi e la sovrarresistenza strutturale, dovuta ai dettagli sismici e alla sovrarresistenza dei materiali. Se gli effetti P- Δ sono completamente trascurati nella fase di progettazione, la sovrarresistenza nelle strutture prefabbricate dovuta ad altre prescrizioni normative (come la minima percentuale di armatura longitudinale) conduce ancora ad una bassa richiesta di duttilità. Per quanto riguarda le prescrizioni normative relative agli effetti del secondo ordine, le limitazioni della norma generalmente non incrementano la sicurezza strutturale in riferimento alle azioni sismiche. L'applicazione di queste prescrizioni porta a strutture più rigide e costose senza un effettivo miglioramento nel comportamento sismico. Nella parte finale del lavoro, quindi, si dimostra che una modifica dell'attuale approccio normativo potrebbe assicurare un comportamento più sicuro e una maggiore economicità delle strutture. Tale approccio prevede: 1) la rimozione

del limite sul coefficiente di stabilità (0.3); 2) la rimozione della prescrizione "H/10"; 2) l'amplificazione degli effetti sismici per qualsiasi valore del coefficiente di stabilità (anche se minore di 0.1).

RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile Italiano nell'ambito del progetto nazionale DPC-ReLUIS 2015.

REFERENCES

- Amara, F., Bosco, M., Marino, E.M. & Rossi, P.P. 2014. An accurate strength amplification factor for the design of SDOF systems with P- Δ effects, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43: 589–611.
- Bernal, D. 1987. Amplification Factors for Inelastic Dynamic P-Delta Effects in Earthquake Analysis, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(5): 635-651.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Bolognini, D. & Bellotti, D. 2015. Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures, *PCI Journal*, 60(2): 57-79.
- CEN (2005). "Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1", Brussels, Belgium.
- DM 14/01/2008. Norme tecniche per le costruzioni, *Roma, Italia, Gazzetta Ufficiale*.
- Ercolino, M., Petrone, C., Magliulo, G. & Manfredi, G. 2016. Critical review of Eurocode 8 seismic design of single-story precast structures for P- Δ effects, *Journal of Earthquake Engineering*, under review.
- Fardis, M.N. & Biskins, D.E. 2003. Deformation capacity of RC members, as controlled by flexure or shear, In: *Kabeyasawa T, Shiohara H (eds) Performance-based engineering for earthquake resistant reinforced concrete structures, a volume honoring Shunsuke Otani, University of Tokyo*.
- Magliulo, G., Ercolino, M. & Manfredi, G. 2015. Influence of cladding panels on the first period of one-story precast buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5): 1531-1555.
- Moss, P.J. & Carr, A.J. 1981. The effects of large displacements on the Earthquake Response of Tall Structures, *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, 13: 317-320.
- Paulay, T. 1978. A consideration of P-Delta effects in ductile reinforced concrete frames, *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, 11: 151-160.
- SIMQKE (2008). *Simulation of Earthquake Ground Motions*.