

Estratto dagli atti del 16° Congresso C.T.E. Parma, 9-10-11 novembre 2006

SIMULAZIONE NUMERICA DI PROVE PSEUDODINAMICHE SU PROTOTIPI DI TELAI PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO ARMATO

*FABIO BIONDINI e GIANDOMENICO TONIOLO
Politecnico di Milano*

SUMMARY

Recently an extensive experimental activity has been started at ELSA Laboratory of Ispra JRC Joint Research Centre consisting of pseudodynamic tests on full scale prototypes of precast reinforced concrete frames. The objective of the project is to characterize the seismic performances of this type of structures with specific reference to one storey industrial buildings.

The research is set in the scope of an European Growth Programme with the acronym "Precast Structures EC8" (Contract n. G6RD-CT- 2002- 70002). Ten partners are involved in the programme, under the coordination of prof. G. Toniolo. For Portugal: LNEC Laboratorio Nacional de Engenharia Civil of Lisbon and Civibral Systemas de Construcao of Sao Pedro Fins. For Italy: Politecnico di Milano, Magnetti Building of Carvico and Gecofin of Verona. For Greece: NTUA National Technical University of Athens and Proet of Athens. For Slovenia: University of Ljubljana. For Cina: Tongji University of Shanghai. For the European Community: ELSA European Laboratory of Stuctural Assesment.

The present paper deals with one of the tests included in the programme and presents first the description of the prototype and of the testing set up. Some of the results of the test are then shown. The experimental behaviour is finally simulated, within a nonlinear dynamic analysis, by means of a numerical model of cyclic degrading stiffness, inclusive of the second order effects, consisting of a Takeda global model properly adapted to the structures of concern. The envelope curve of the model is a multi-linear curve defined by some singular points corresponding to limit situations of the critical section, such as the first cracking of concrete, the full yielding of reinforcing bars, the expulsion of concrete cover and the final failure of concrete core.

The work shows on one hand the very good simulation capacity of the numerical model with respect to the experimental behaviour of the structure; on the other hand it points out the difficulty to predict at design stage this behaviour, due to the high sensitivity of the response to the material properties as modified by the preceding load events.

This sensitivity has to be taken into account in the parametric investigations which will be performed subsequently on a range of type structures using the only numerical model.

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro rientra in un vasto programma di ricerca che si sta concludendo nell'ambito di un finanziamento europeo per analizzare compiutamente il comportamento sismico di un tipo molto diffuso di struttura e per verificarne i parametri progettuali così come normati dall'Eurocodice 8. Si tratta delle strutture prefabbricate in calcestruzzo armato per edifici industriali monopiano. E lo studio qui riportato copre soltanto un particolare aspetto della ben più vasta ricerca, quello cioè della calibrazione di modelli numerici da impiegarsi nell'analisi dinamica non lineare di questo tipo di strutture ai fini di una sufficientemente estesa indagine parametrica.

Già diversi risultati sono stati pubblicati dagli autori e da altri partners del programma di ricerca [04], [07], [09] e [12]. Le conclusioni che si stanno configurando confermano da un lato l'ottimo comportamento sismico globale delle strutture in esame, mentre dall'altro evidenziano delle sorprese, non specificatamente riferite al prefabbricato, che riguardano la non uniforme affidabilità del metodo di progettazione basato sui coefficienti globali di riduzione delle forze (coefficienti di struttura) come mostrato in [03].

Servirà dunque un'ampia indagine parametrica che copra il campo dei possibili assetti strutturali e delle diverse categorie di suolo così come rappresentate dai diversi tipi di spettri di risposta [08]. Il presente studio intende dunque contribuire alla messa a punto degli strumenti necessari per detta indagine che ovviamente dovrà svolgersi per la ben più economica via numerica.

Da notare che, scontato il comportamento globale a valle del presente programma di ricerca, restano pendenti ancora alcuni aspetti chiave delle strutture prefabbricate, come la qualificazione sismica delle connessioni e l'efficacia strutturale dei pannelli di tamponamento. Per lo studio di questi aspetti, Assobeton ha avviato un nuovo programma di ricerca con il coinvolgimento di sei sedi universitarie (Milano, Bergamo, Bologna, Pisa, Firenze e Napoli). Solo a valle di questo programma lo studio delle strutture prefabbricate in questione potrà dirsi compiuto.

2. PROVE PSEUDODINAMICHE

2.1. Descrizione dei Prototipi

Il programma di indagine sperimentale prevede l'esecuzione di prove pseudo-dinamiche e cicliche su due prototipi di strutture a telaio progettati in modo da riprodurre le dimensioni al vero di un edificio industriale monopiano prefabbricato. Le caratteristiche geometriche di uno dei due prototipi sono mostrate nelle Figure 1 e 2. Le fondazioni sono a pozo dei quattro appoggi di ogni tegolo, la rotazione relativa nel piano verticale parallelo all'asse dei tegoli.

Per il primo prototipo i tegoli sono disposti parallelamente alla direzione del sisma. Il secondo prototipo differirà da quello descritto nelle Figure 1 e 2 soltanto per l'orientamento delle travi e dei tegoli di copertura, ove questi ultimi saranno disposti ortogonalmente alla direzione del sisma. In questo modo si può esaminare l'efficacia dell'azione diaframma degli elementi di copertura nelle due diverse configurazioni. Per il telaio con tegoli disposti ortogonalmente alla direzione del sisma si prevede di studiare anche la risposta sismica in presenza dei pannelli di tamponamento disposti ai lati. In questo lavoro si presentano solo i risultati delle prove condotte sul primo prototipo, con i tegoli disposti parallelamente all'azione sismica.

I carichi gravitazionali sono il peso dei tegoli (2.94 kN/m^2), delle travi (6.95 kN/m), dei pilastri (4 kN/m) e dei dispositivi di prova (8.5 kN). Sotto l'azione di questi carichi, gli sforzi assiali alla base dei pilastri del prototipo esaminato sono $N=178.2 \text{ kN}$ per i pilastri centrali e $N=99.1 \text{ kN}$ per i pilastri laterali.

Per quanto riguarda geometria e armature dei vari elementi strutturali, ai fini delle simulazione numeriche svolte nel seguito sono di interesse le sole caratteristiche dei pilastri. La Figura 3 mostra geometria e armature della sezione. I materiali di progetto sono calcestruzzo classe C40 e acciaio B500. Prove condotte su campioni dei materiali impiegati nella realizzazione dei prototipi hanno evidenziato valori di resistenza cubica variabili da 55 a 56,5 MPa con un valor medio di resistenza cilindrica $f_c=46 \text{ MPa}$ per il calcestruzzo e tensioni di snervamento variabili da 532 a 576 MPa con un valor medio $f_y=555 \text{ MPa}$ per l'acciaio. In Figura 5 è riportato il diagramma tensione-deformazione rilevato per una barra f16.

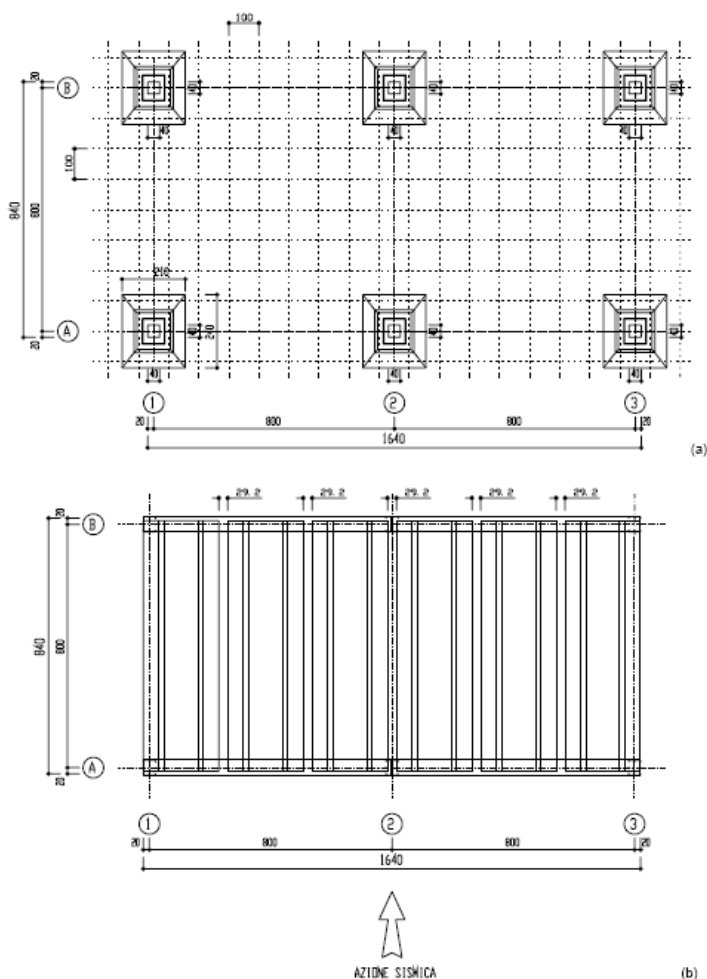


Figura 1. Prototipo con elementi di copertura disposti parallelamente all'azione sismica.

(a) Pianta delle fondazioni. (b) Pianta della copertura.

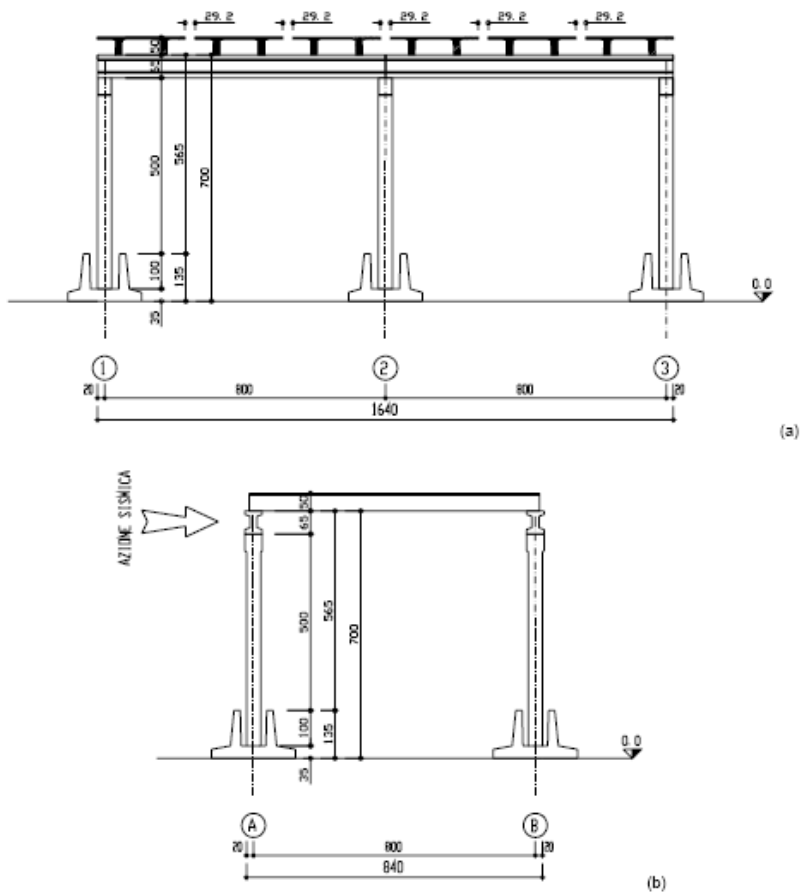


Figura 2. Prototipo con elementi di copertura disposti parallelamente all'azione sismica. (a) Prospetto frontale. (b) Prospetto laterale.

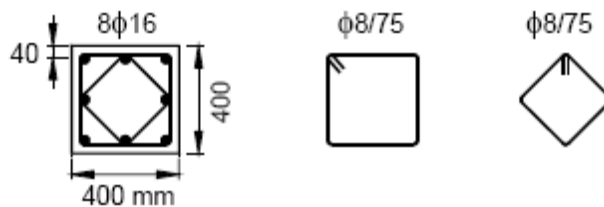


Figura 3. Caratteristiche delle sezioni dei pilastri dei due prototipi.



Figura 4. Vista dell'impianto di prova per il prototipo con elementi di copertura disposti parallelamente all'azione sismica.

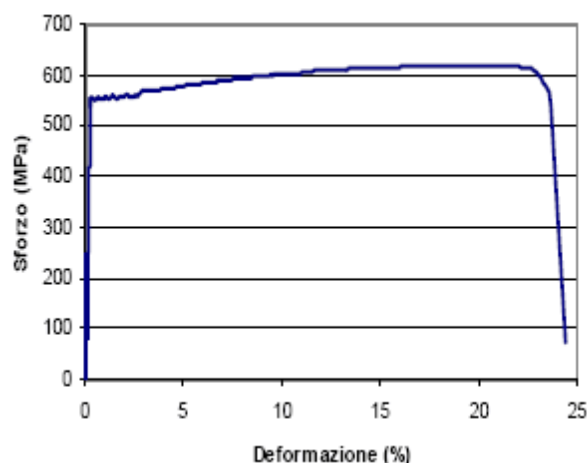


Figura 5. Diagramma σ - ϵ di una barra f16.

2.2. Impianto di Prova

Il comportamento sismico dei prototipi viene studiato sperimentalmente con la metodologia pseudodinamica. Le prove pseudodinamiche si basano sulla nota tecnica che combina una parte propriamente sperimentale con un'analisi numerica al passo. In questo modo è possibile ottenere l'efficacia delle prove dinamiche senza le limitazioni di peso e dimensione associate all'uso delle tavole vibranti.

Nel caso in esame si assume che la risposta del sistema sia caratterizzata dai due gradi di libertà associati rispettivamente allo spostamento orizzontale dei telai laterali, assunti uguali, e a quello del telaio centrale. Per il controllo delle prove sono stati quindi disposti quattro attuatori collegati tramite giunti sferici all'estradosso del primo e dell'ultimo tegolo di ogni campata. Le prove sono condotte imponendo eguale spostamento alle coppie di attuatori simmetrici. Una vista complessiva dell'impianto di prova viene presentata in Figura 4.

Durante le prove il sistema di acquisizione ha consentito di registrare, per ciascun passo di integrazione, sia le grandezze che intervengono in modo diretto nell'algoritmo di integrazione, sia le

altre grandezze che descrivono compiutamente la risposta strutturale. Le prime grandezze sono gli spostamenti imposti e le corrispondenti forze di reazione. Per una più completa descrizione della strumentazione e per il dettaglio delle relative letture sotto i diversi cicli di carico si veda [08].

2.3. Risultati delle Prove

Il programma sperimentale ha visto una serie di prove pseudodinamiche ed una prova ciclica. Per le prove pseudodinamiche si è fatto riferimento ad un accelerogramma registrato opportunamente modificato per risultare compatibile con lo spettro di risposta elastico dell'Eurocodice 8 per terreno di categoria B (Figura 6). Con questo accelerogramma sono state condotte tre prove in sequenza con accelerazione di picco crescente pari a $a_g=0.14g$, $0.35g$ e $0.525g$. Questi livelli sono stati definiti sulla base della resistenza sismica del prototipo, valutata in fase di progetto in $a_g=0.98g$. Dopo tali prove il prototipo è stato assoggettato ad una storia ciclica di spostamento. L'ampiezza dei cicli è stata inizialmente assunta pari alla soglia stimata del primo snervamento $d_y \approx 80$ mm e poi via via incrementata di 40 mm dopo ogni sequenza di tre cicli, fino al raggiungimento dei primi fenomeni di collasso locale in alcuni elementi, con rottura di alcune barre dopo il loro cedimento instabile. Questo è avvenuto per un'ampiezza di 320 mm dello spostamento.

Ai fini delle simulazioni svolte nel seguito, i risultati di maggiore interesse sono quelli globali associati agli spostamenti della sommità dei pilastri ed alle forze sviluppate negli attuatori. Gli spostamenti registrati alla sommità delle diverse file di pilastri hanno mostrato differenze apprezzabili solo nella terza prova pseudodinamica associata al livello di accelerazione $0.525g$, confermando che un adeguato collegamento fra i tegoli e le travi consente un efficace effetto diaframma anche se i tegoli stessi sono tra loro sconnessi. La Figura 7 mostra i risultati ottenuti in termini di cicli forzastopamento con riferimento alla forza totale registrata negli attuatori ed allo spostamento medio della sommità dei pilastri.

Un esame dei cicli evidenzia il buon comportamento complessivo del prototipo, con danneggiamenti modesti e deformazioni residue modeste, almeno per i primi due livelli di prova pseudodinamica. Nel terzo livello di prova si è rilevata alla base dei pilastri centrali una espulsione del copriferro di calcestruzzo, con instabilità di alcune barre compresse, da un solo lato dei pilastri stessi. Ciò ha avuto conseguenze sui risultati della successiva prova ciclica, che mostrano una dissimmetria di resistenza fra spostamenti positivi e negativi, dovuta alla riduzione monolaterale della sezione reagente del calcestruzzo compresso.

Da notare come gli spostamenti misurati in sommità dei pilastri risultino alquanto minori di quelli imposti dagli attuatori all'estradosso della copertura nella prova ciclica a causa dei contributi deformativi presenti tra le due quote.

Indicativamente dunque, con uno spostamento al limite dello snervamento rilevato, nella prova a $a_g=0.525g$, attorno al valore $d_y=100$ mm ed uno spostamento ultimo attorno a $d_u=300$ mm, si dedurrebbe un fattore di duttilità pari a 3. Questo valore è ben inferiore al 4.5 assunto dall'Eurocodice 8 per la definizione del coefficiente di struttura dei sistemi a telaio.

A tale proposito si rileva come un passo delle staffe pari a $5f$ non sia sufficiente ad evitare questa precoce crisi. E ciò conferma una evidenza sperimentale riscontrata dagli autori in occasione anche di altre prove, i cui risultati porterebbero ad adottare spaziatore non superiori a $3.5f$ [13].

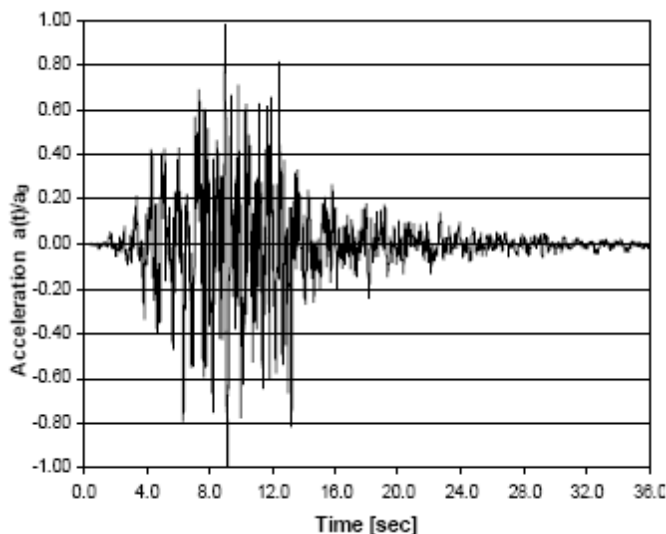


Figura 6. Accelerogramma impiegato nelle prove.

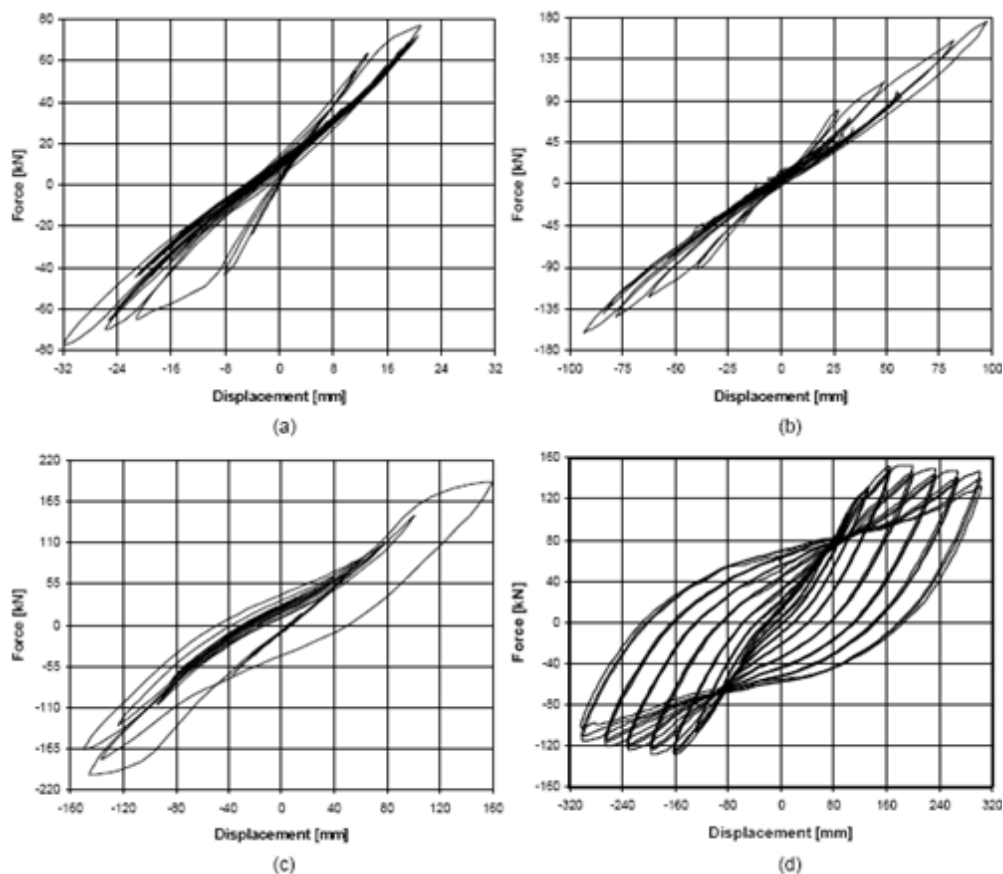


Figura 7. Cicli forza-spostamento ottenuti nelle prove pseudodinamiche con accelerazione di picco (a) 0.14g, (b) 0.35g, (c) 0.525g, e (d) nella prova ciclica.

3. SIMULAZIONE NUMERICA

Le tecniche di modellazione impiegate nell'analisi non lineare di strutture in calcestruzzo armato si sviluppano generalmente nell'ambito del metodo degli elementi finiti e fanno riferimento a diversi livelli di discretizzazione della struttura. La modellazione più accurata si sviluppa a livello di materiale. In questa modellazione la struttura è suddivisa in un numero elevato di elementi finiti ed il modello strutturale si basa sulle leggi costitutive dei materiali costituenti (calcestruzzo e acciaio) e sui corrispondenti legami di interfaccia. La riproduzione del comportamento sperimentale può essere molto dettagliata e l'impiego nel contesto della progettazione sismica, sebbene limitato a problematiche di carattere specialistico, può rivelarsi molto efficace [05]. Il notevole impegno computazionale richiesto non ne consente però l'utilizzo in contesti dove il numero di analisi non lineari da svolgere risulta molto elevato, come avviene ad esempio per le analisi probabilistiche richieste in fase di validazione dei criteri di progettazione proposti nelle normative [02], [03]. In questi casi può risultare più agevole il ricorso a modelli semplificati che riproducano il comportamento strutturale complessivo con riferimento ad un numero molto limitato di gradi di libertà, al limite soltanto uno come avviene nel caso in esame.

3.1. Legame Ciclico

Nel seguito si verifica l'accuratezza di un modello globale forza-spostamento impiegato nella simulazione delle prove pseudodinamiche descritte in precedenza. Si tratta di un modello di rigidità ciclicamente degradante dedotto da quello proposto da Takeda [14] tramite opportuni adattamenti. Nell'Appendice si richiamano le caratteristiche di detto modello così come presentato in precedenti lavori [01], [02], [03], fornendone i dettagli applicativi.

Secondo questo modello i cicli momentocurvatura $M-\chi$ delle sezioni si svolgono entro una curva involuppo di forma multilineare definita da alcuni punti singolari corrispondenti a situazioni limite, come la prima fessurazione del calcestruzzo, il pieno snervamento delle barre tese d'armatura, l'espulsione del copriferro e la rottura finale del nucleo di calcestruzzo. Il passaggio ai cicli forzaspotamento F-d si effettua tramite le relazioni di equilibrio e di deformazione, che coinvolgono anche la quantificazione del modulo elastico del calcestruzzo e la definizione della lunghezza di cerniera plastica. E queste definizioni rappresentano un punto delicato del procedimento rispetto al quale il modello risulta molto sensibile.

3.2. Analisi Dinamiche

Con riferimento al modello ad un grado di libertà introdotto, l'analisi dinamica si esegue tramite l'integrazione della nota equazione del moto:

$$m \ddot{d}(t) + c \dot{d}(t) + k(d) d(t) = -m a(t) \quad (1)$$

dove m è la massa vibrante, c è il coefficiente di smorzamento viscoso, $k(d)$ è il coefficiente di rigidità secante e $a(t)$ è l'accelerazione del terreno. In particolare, il termine statico:

$$k(d) d(t) = V(d) = F(d) - (N_{ad}/h)d(t) \quad (2)$$

corrisponde al modello ciclico $F(d)$ già discusso, ridotto dal contributo del secondo ordine del carico verticale.

Nel caso in esame i dati utilizzati nelle analisi pseudodinamiche sono $m=57912$ kg e $c=0$. La Figura 8 mostra i risultati delle analisi ottenuti per i tre livelli di prova pseudodinamica in termini di forza totale e spostamento alla sommità dei pilastri. Si noti che la posizione del punto limite di prima fessurazione, di estrema importanza per una buona accuratezza dei risultati, si è fatto riferimento ad un modulo elastico secante stimato direttamente sulle curve sperimentali. Per i primi due livelli di prova tale valore è risultato pari rispettivamente al 65% e al 40% di quello tangente valutato come proposto dall'Eurocodice 2. Per il terzo livello di prova il punto di prima fessurazione è stato omesso in quanto all'inizio della prova la struttura risultava già pienamente fessurata.

Il confronto con i corrispondenti risultati sperimentali evidenzia un buon accordo e conferma l'efficacia del modello proposto nel cogliere con adeguata accuratezza il comportamento dominante della risposta strutturale.

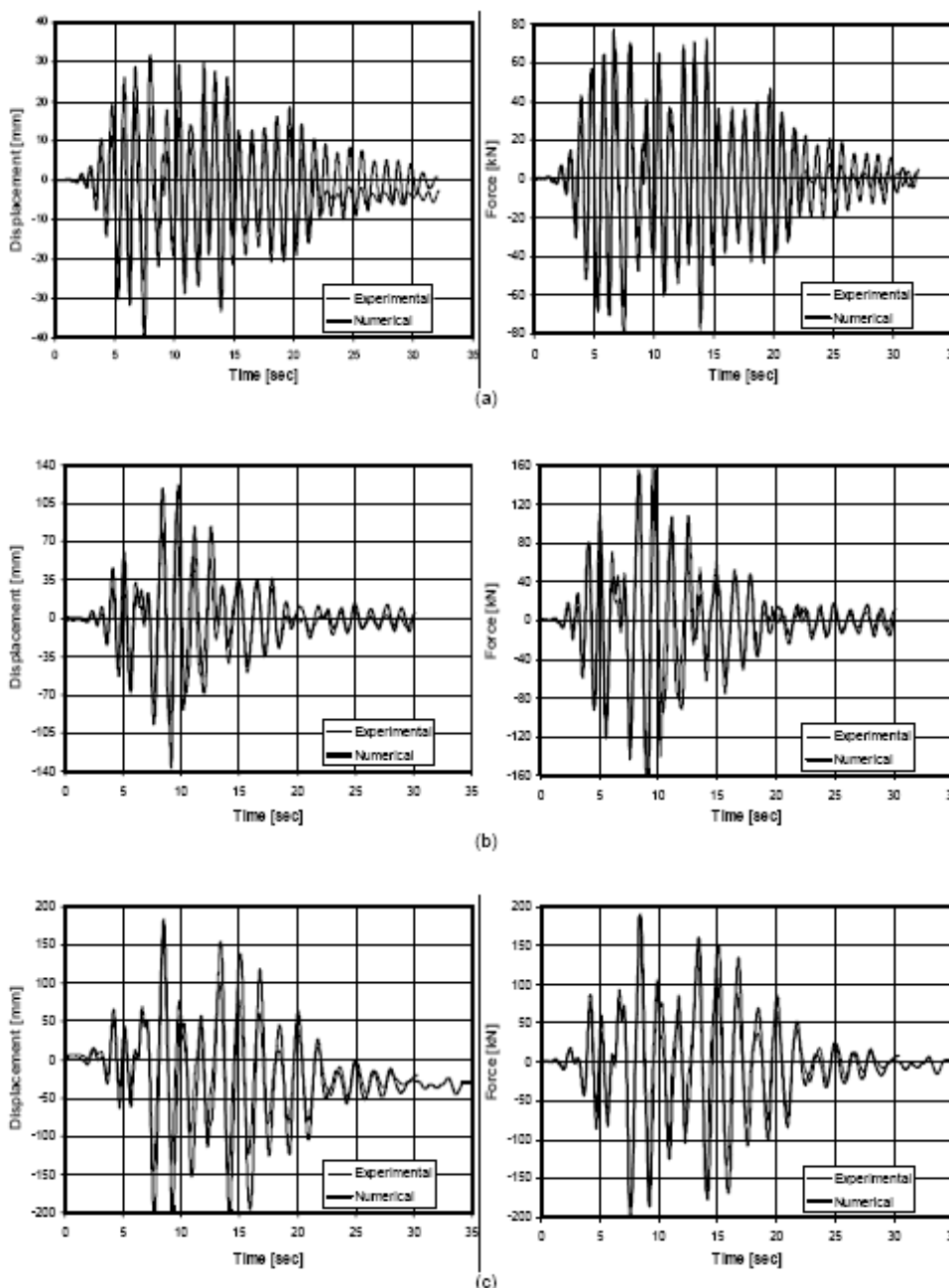


Figura 8. Storie temporali di forza e spostamento. Confronto fra risultati sperimentali e numerici per i tre livelli di prova pseudodinamica: (a) 0.14g, (b) 0.35g, (c) 0.525g.

4. CONCLUSIONI

A valle dell'ampio programma di ricerca "Precast structures EC8" citato in apertura resta un fondamentale patrimonio di esperienze che difficilmente avrebbero potuto formarsi senza il contributo sperimentale dei grandi laboratori di ingegneria sismica coinvolti nel lavoro. La vasta messe di dati raccolti andrà ancora indagata ed utilizzata per la corretta soluzione di tanti problemi di normativa e di pratica progettazione.

La presente memoria si limita alla messa a punto di un efficace modello numerico per l'analisi dinamica non lineare delle strutture sotto azione sismica, evidenziandone le condizioni di affidabile applicazione. Resta confermata l'ottima capacità di simulazione del reale comportamento, assieme alla difficoltà di predire in fase progettuale l'esatta risposta della struttura. Questa infatti risulta molto sensibile alle proprietà del materiale così come modificate dai precedenti eventi di carico. Solo a posteriori, misurando "sul campo" queste proprietà, è possibile cogliere con precisione la reale risposta.

Nell'ambito di un procedimento probabilistico tipo Monte Carlo però, basato sulla ripetizione di un numero molto elevato di analisi con dati fatti variare casualmente entro l'intervallo di possibile aleatorietà, le difformità dovute alla citata sensibilità vanno a compensarsi lasciando piena affidabilità all'algorithmo numerico, che così costituisce un valido strumento di indagine, alternativo alla molto più onerosa verifica sperimentale.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è svolto nell'ambito del Progetto GROWTH "Precast structures EC8" (G6RD-CT-2002-70002) che coinvolge, con il coordinamento del prof. G. Toniolo, i seguenti dieci partners. Per il Portogallo: LNEC Laboratorio National d Engenharia Civil di Lisbona e Civibral Systemas de Construcao di Sao Pedro Fins. Per l'Italia: Politecnico di Milano, Magnetti Building di Carvico e Gecofin di Verona. Per la Grecia: NTUA National Technical University of Athens e Proet di Atene. Per la Slovenia: University of Ljubljana. Per la Cina: Tongji University of Shanghai. Per la Comunità Europea: JRC – Joint Research Centre di Ispra (ELSA – European Laboratory for Structural Assessment).

5. BIBLIOGRAFIA

[01]. **BIONDINI F., TONIOLO G.** Comparative Analysis of the Seismic Response of Precast and Cast-in-situ Frames. Studies and Researches, Graduate School for Concrete Structures, 21, 1-17, 2000.

[02]. **BIONDINI F., TONIOLO G.** Validation of Seismic Design Criteria for Concrete Frames based on Monte Carlo Simulation. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2581, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.

[03]. **BIONDINI F., TONIOLO G.**, Probabilistic Calibration of Behaviour Factor for Concrete Frames. 2nd fib Congress, Napoli, 5-8 giugno 2006.

[04] **BIONDINI F., TONIOLO G.** Influenza dello spettro di risposta sul fattore di struttura di telai in c.a., Atti 16° Congresso C.T.E., 2006.

[05]. **BIONDINI F.** A Three-dimensional Finite Beam Element for Multiscale Damage Measure and Seismic Analysis of Concrete Structures. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2963, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004.

[06]. **CEB.** Model Code for Seismic Design of Concrete Structures. Bulletin 165, 1985.

[07] **FERRARA L., MOLA E., NEGRO P.** Cyclic test on a full scale prototype of r/c one storey industrial building, 2nd fib Congress, Napoli, 5-8 giugno 2006.

[08] **FERRARA L., MOLA E., NEGRO P.**, Prove pseudodinamiche e cicliche su modelli in scala reale di edifici industriali monopiano prefabbricati, Atti 16° Congresso C.T.E., 2006.

[09] **KRAMAR M., FISCHINGER M., ISAKOVIC T.** Seismic vulnerability of the EC8 designed columns in industrial buildings, 2nd fib Congress, Napoli, 5-8 giugno 2006.

[10]. **PARK R., PAULEY T.** Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, 1975.

[11] **PRIESTLEY M.J.N., VERMA R., XIAO Y.** Seismic Shear Strength of R.C. Columns, ASCE Journal of Structural Engineering, 120(8), 2310-2329, 1994.

[12] **PSYCARIS I.N., MOUZAKIS H.P. CARYDIS P. G.**, Experimental investigation of seismic behaviour of prefabricated rc structures, 2nd fib Congress, Napoli, 5-8 giugno 2006.

[13] **SAISI A., TONIOLO G.** Precast rc columns under cyclic loading: an experimental programme oriented to EC8, Studi e ricerche n. 19, Scuola di Spec. in c.a., Politecnico di Milano, 1998.

[14]. **TAKEDA T., SOZEN M.A., NIELSEN N.N.** Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Journal of the Structural Division, 96(12), 2557-2573, 1970.

Contatti con gli autori:

Fabio Biondini: biondini@stru.polimi.it

Giandomenico Toniolo: toniolo@stru.polimi.it

ALLEGATO

Il modello di rigidità ciclicamente degradante che definisce il comportamento strutturale si sviluppa sulla base del modello proposto da Takeda [14], completato da un ultimo ramo decrescente della curva involucro come suggerito in [11] per il caso delle pareti e applicato in [01] al caso di pilastri inflessi. La Figura 9 mostra la curva involucro del modello ciclico. Il simbolo F denota il contributo del primo ordine alla forza di taglio V alla base del pilastro:

$$V = F - (N_{ad}/h)d \quad (3)$$

in cui il secondo termine rappresenta l'effetto del secondo ordine associato alla presenza dell'azione verticale N_{ad} agente sul pilastro. Il contributo del primo ordine viene in particolare valutato sulla base del momento flettente M agente nella sezione critica alla base del pilastro con $F=M/h$.

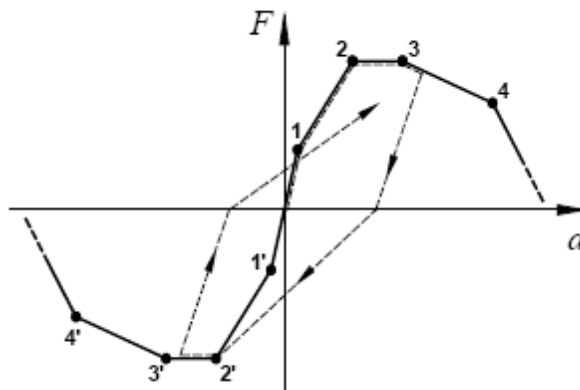


Figura 9. Legame ciclico del modello di Takeda.

I punti limite della curva involucro corrispondono rispettivamente (1) al limite di prima fessurazione delle sezioni critiche, (2) al completo snervamento delle armature, (3) all'espulsione del copriferro di calcestruzzo, e (4) alla crisi del nucleo di calcestruzzo confinato. La pendenza del ramo finale decrescente è stata definita empiricamente sulla base delle sperimentazioni disponibili ($k_u = -F_2/d_2$). Con riferimento alla Figura 8, nel seguito si definiscono le coordinate dei punti singolari della curva involucro.

Punto 1 di prima fessurazione (Figura 10.a)

$$M_1 = [(N_{ad}/A) + f_{ctfk}]I/y \quad F_1 = M_1/h \quad (4)$$

$$\chi_1 = \epsilon_{ctul}/(a-x) \quad d_1 = \chi_1(h^2/3) \quad (5)$$

dove A e I sono le caratteristiche geometriche della sezione non fessurata omogeneizzata a calcestruzzo e dove:

$$x = a/(1 + f_{ctfk}/\sigma_c) \quad \sigma_c = (N_{ad}/A) + (M_1/I)(a-y) \quad (6)$$

Punto 2 di completo snervamento (Figura 10.b)

$$M_2 = M_{rk} \quad F_2 = M_2/h \quad (7)$$

$$\chi_2 = M_2/k_\phi \quad d_2 \equiv \chi_2(h^2/3) \quad (8)$$

dove M_{rk} è il momento resistente della sezione valutato con le resistenze caratteristiche f_{ck} e f_{yk} dei materiali e dove k_ϕ è la rigidità flessionale elastica della sezione parzializzata valutata come:

$$k_\phi = M_y/\chi_y \quad (9)$$

in cui il momento M_y si assume pari a $3/4$ del momento resistente e dove la curvatura χ_y si calcola sulla sezione in fase elastica fessurata con eccentricità $e = M_y/N_{ad}$.

Punto 3 di espulsione del copriferro (Figura 10.b)

$$M_3 = M_2 \qquad F_3 = F_2 \qquad (10)$$

$$\chi_3 = \varepsilon_{cu}/x \qquad d_3 = d_2 + (\chi_3 - \chi_2)h_p(h - h_p/2) \qquad (11)$$

dove ε_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato e h_p è la lunghezza di plasticizzazione della zona critica alla base del pilastro così valutata [10]:

$$h_p \equiv 0.08h + 0.022\varnothing f_{sd} \text{ [MPa]} \qquad (12)$$

con \varnothing diametro delle barre longitudinali.

Punto 4 di rottura del calcestruzzo (Figura 10.c)

$$M_4 = M'_{rd} \qquad F_4 = M_4/h \qquad (13)$$

$$\chi_4 = \varepsilon^*_{cu}/x \qquad d_4 = d_3 + (\chi_4 - \chi_3)h_p(h - h_p/2) \qquad (14)$$

dove M'_{rd} è il momento resistente della sezione ridotta al nucleo confinato, momento valutato con le resistenze di calcolo $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ e $f_{sd} = f_{yk}/\gamma_s$ e con riferimento ad una contrazione ultima del calcestruzzo dedotta in funzione del rapporto meccanico di staffatura ω_w come segue [06]:

$$\varepsilon^*_{cu} \equiv \varepsilon_{cu} + 0.05\omega_w \qquad (15)$$

Nel caso in esame ai valori caratteristici delle resistenze si sostituiscono i valori nominali.

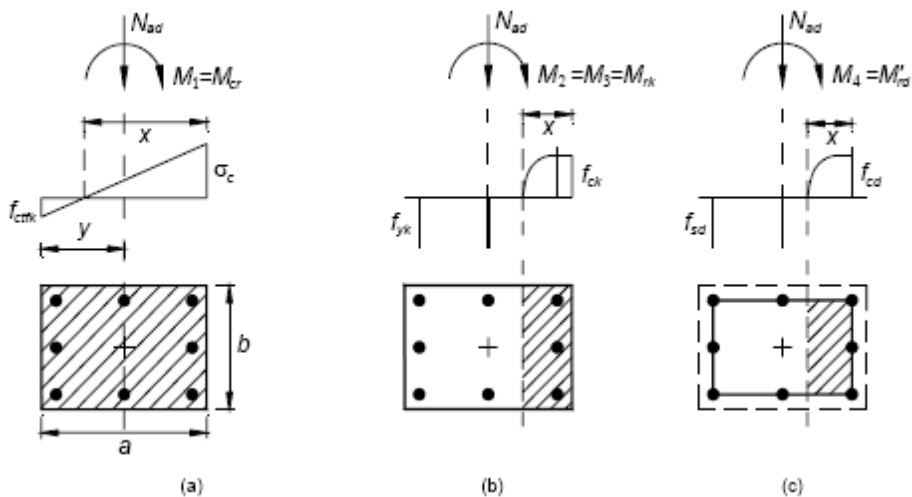


Figura 10. Configurazioni limite di (a) fessurazione, (b) snervamento e (c) rottura.