COMPORTAMENTO DI UNA PARETE IN C.A. DI UN EDIFICIO DI 4 PIANI SOGGETTA AD AZIONI ORIZZONTALI CICLICHE

PAOLO RIVA, Università di Brescia ALBERTO MEDA, Università di Brescia EZIO GIURIANI, Università di Brescia

SUMMARY

In the present paper, the results of a full scale experimental test on a structural wall subjected to cyclic loading are presented. The wall tested is representative of a four storey building with one underground floor. Accordingly, the experimental specimen is 15.5m long and has a transversal section of 2800x300mm. Boundary conditions consist of simple support at the foundation and ground floor level.

The wall behaviour under cyclic loads has been studied both under service conditions, up to yielding, defined as the point at which first yield of the outermost rebars corresponds, and ultimate conditions, up to collapse.

1. INTRODUZIONE

L'organizzazione antisismica degli edifici in calcestruzzo armato viene frequentemente affrontata ricorrendo a setti resistenti al taglio e affidando ai pilastri prevalentemente azioni verticali (Paulay, 1980, Paulay and Priestley, 1992). Una struttura così concepita risulta più rigida di quella organizzata a telaio e presenta il vantaggio di limitare i danni a tamponamenti e divisori, a spese di una minore duttilità ed un conseguente aumento delle sollecitazioni sismiche. Il comportamento e la risposta sismica dell'intero edificio dipendono quindi dalla rigidezza e dalla duttilità dei singoli setti resistenti al taglio.

Le notevoli dimensioni di queste pareti strutturali e le loro elevate caratteristiche di resistenza, rendono problematiche le prove sperimentali al vero. In letteratura sono reperibili alcuni risultati sperimentali di modelli in scala ridotta di pareti di controvento (ad es. Bertero, 1977). Mancano i risultati di prove sperimentali su elementi al vero, indispensabili per lo studio del comportamento dei setti oltre il limite elastico sotto carichi ciclici alternati, per la valutazione del decadimento della resistenza e della capacità di dissipare energia.

Scopo del presente lavoro è lo studio del comportamento di una parete strutturale di dimensioni reali, soggetta ad azioni orizzontali cicliche.

La ricerca si propone di approfondire alcuni aspetti riguardanti le richieste prestazionali che usualmente devono essere soddisfatte in ambito sismico; lo studio è rivolto alla valutazione di alcuni parametri per la caratterizzazione degli elementi strutturali quali:

• duttilità: requisito importante per qualsiasi elemento o sistema strutturale, diviene fondamentale per la dissipazione dell'energia chiamata in gioco dagli eventi sismici;

• modalità di collasso: individuazione dei meccanismi resistenti ed evoluzione del danneggiamento in relazione alla storia di carico.

I parametri di progettazione, guali l'entità e distribuzione dei carichi, rispecchiano quelli di un edificio multipiano, con quattro piani fuori terra ed un piano interrato; questo schema è rappresentativo di una tipologia strutturale di medie proporzioni e caratteristiche (Figura 1). Lo schema statico (Figura 2) non prevede il tipico incastro alla base, ma mira a simulare l'effetto "scatola" originato dal comportamento del piano interrato cui alcune tipologie di realizzazione danno luogo. L'adozione di simili schemi porta ad una drastica diminuzione delle azioni direttamente trasferite dal setto al terreno. Conseguentemente, ad una maggiore complessità organizzativa e progettuale, fa riscontro un netto guadagno in termini di dimensioni delle fondazioni del singolo setto. Le sollecitazioni di riferimento per il progetto della parete strutturale sono costituite dal momento flettente in corrispondenza dell'orizzontamento di piano terra e dalla sollecitazione di taglio lungo il piano interrato che, a causa dei due appoggi previsti dallo schema statico, assume valori decisamente più importanti rispetto agli schemi con incastro alla base.

Le sollecitazioni flettenti portano a disporre l'armatura in due correnti alle estremità della seziona, che risultano alternativamente tesi e compressi. Tali correnti sono in pratica a costituiti da due pilastri lungo i bordi della parete e lungo tutta la sua altezza. Dal punto di vista delle prescrizioni costruttive, questi correnti vengano assimilati da molte Normative (es. EC8, 1998), a pilastri. La progettazione della parete sperimentale è stata condotta con riferimento alle norme tecniche (EC 2, 1995 ed EC8, 1998), considerando una struttura in classe "media duttilità" ed una accelerazione di picco del terreno (PGA) pari a 0.20 g (zona sismica di II categoria). Il coefficiente di struttura di progetto è quindi risultato pari a q = 3.

Il setto è stato sottoposto a carichi ciclici di ampiezza crescente al fine di valutarne il comportamento sia in esercizio, sia in prossimità del collasso. La prova è stata condotta avvalendosi del banco di contrasto esistente presso il laboratorio P. Pisa della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Brescia, che consente prove su elementi di luce fino a 40 metri.



Figura 1: Edificio preso ad esempio per il dimensionamento del setto.



Figura 2: Schema statico del setto

2. CARATTERISTICHE DELLA PARE-TE E DESCRIZIONE DELLA PROVA

La progettazione secondo EC8 ha portato al dimensionamento della parete ed alla determinazione delle armature sia longitudinali che trasversali così come mostrato in Figura 3.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, vengono considerate non quelle stabilite in fase di progetto, ma quelle dedotte da prove sperimentali sui campioni prelevati durante la realizzazione della parete. La resistenza cubica media del calcestruzzo utilizzato è risultata pari a R_{cm} = 40.7 MPa. Per le armature si è utilizzato un acciaio Tempcore Feb 44k (B500B secondo PrEn 10080) le cui caratteristiche sono risultate le seguenti:

- $R_e = 560 \text{ N/mm}^2$ resistenza a snervamento;
- $R_m = 640 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza ultima;}$
- A_{gt} = 8,4% deformazione ultima calcolata in corrispondenza di 0,99 R_m oltre il picco.

La parete, allo scopo di consentire l'applicazione dei carichi, è stata disposta in posizione orizzontale, con l'asse di massima inerzia secondo la verticale (Figura 4). Per la simulazione del vincolo a diaframma esercitato dall'impalcato del piano terra e della piastra di fondazione la parete è stata fissata al banco di contrasto simulando due vincoli a cerniera nelle corrispondenti posizioni. Le cerniere sono state realizzate con l'impiego di appoggi in neoprene.

Per consentire l'applicazione di carichi ciclici secondo le due possibili direzioni di carico, l'elemento è stato fissato al banco di prova mediante armature post-tese (2 barre Dywidag[®] ϕ 32 e 4x4 trefoli da 0.6"). Ai cavi ed alle barre è stata imposta una tensione tale da impedire la decompressione degli appoggi durante la prova. Sono stati inoltre predisposti controventi in acciaio con lo scopo di impedire l'instabilità flesso torsionale della parete, simulando l'effetto di vincolo normalmente fornito dagli impalcati. Per ulteriore sicurezza, è stato è predisposto un sistema di ancoraggio supplementare a telaio in corrispondenza degli appoggi.

Per semplicità, i carichi, anziché in corrispondenza di ogni piano, sono stati applicati in due soli punti lungo lo sviluppo della parete. La geometria di carico e l'entità delle forze impresse sono state comunque calibrate in maniera tale da conservare la distribuzione di momento flettente e azione di taglio reali per l'intera estensione della zona critica, individuata nel piano interrato e piano terra (Figura 5). La zona critica rappresenta il luogo in cui si concentrano le maggiori sollecitazioni e deformazioni e dove si manifestano i più importanti meccanismi di dissipazione e collasso. Risulta pertanto essere la regione di maggior interesse



Figura 3: Armature della parete.



Figura 4:Disposizione del setto sul banco di prova.



Figura 5: Schema statico.



Figura 6: Vista globale della parete.



Figura 7: Schema della strumentazione.

M _{ud} = 4015 kNm	V _{ud} = 476 kN
M _{usp} = 6200 kNm	V _{usp} = 720 kN

Tabella 1: Momento e taglio sollecitanti di progetto (M_{ud} , V_{ud}) e resistenti misurati sperimentalmente (M_{usp} , V_{usp}).

dal punto di vista di analisi e progetto. Il momento e ed il taglio sollecitanti nella zona critica (M_{ud} , V_{ud}), sono riportati in Tabella 1

La particolare scelta sulla disposizione dei punti di carico ha consentito, inoltre, di imporre forze uguali ai martinetti, con una soluzione vantaggiosa dal punto di vista operativo.

I carichi sono stati applicati mediante martinetti idraulici, alcuni dei quali, per necessità di prova, sono alloggiati in apposite aperture praticate lungo l'elemento. Una apposita armatura obligua è stata realizzata in corrispondenza delle aperture allo scopo di permettere una corretta diffusione dei carichi concentrati (Figura 3). Al fine di imporre carichi ciclici alternati, sono stati organizzati due differenti sistemi di carico, uno con martinetti posti in apposite finestre per il tiro verso il basso e l'altro con martinetti appoggiati a terra per la spinte verso l'alto (Figura 4). In Figura 6 è mostrata una fotografia della parete montata sul banco di prova; si possono notare le lesene per la diffusione delle reazioni (a) e i controventi (b) il cui compito è di impedire, come detto, l'instabilità flesso torsionale della parete.

Per la strumentazione della prova è stata usata una serie di 15 trasduttori di spostamento potenziometrici lineari Penny and Giles per la determinazione degli spostamenti sulla parete ed, in particolare, per la determinazione delle aperture di fessura e delle rotazioni nella sezione critica (Figura 7). Sono inoltre stati applicati 2 trasduttori di spostamento potenziometrici a filo (16, 17 in Figura 7), con corsa di 1m, per la determinazione della freccia in due punti della parete. Il carico è stato misurato attraverso un trasduttore di pressione applicato all'uscita della pompa di azionamento dei martinetti idraulici. Per l'acquisizione è stata utilizzata una centralina UPM 100 collegata ad un PC per la registrazione dei dati della prova.

La prova è proceduta a controllo di forza fino al raggiungimento del carico teorico di primo snervamento (raggiungimento dello snervamento da parte dell'armatura più esterna), a cui corrisponde uno spostamento all'estremità della parete δ_{yt} = 90 mm. La storia di carico seguita fino a snervamento è illustrata in Figura 8. Dopo aver effettuato tre cicli in corrispondenza dello snervamento teorico δ_{yt} , si è aumentato il carico fino a determinare gli spostamenti ai quali corrisponde lo snervamento strutturale δ_y della parete in entrambe le direzioni di carico ($\delta_y \approx \pm 120$ mm, Fig.10). Tali spostamenti sono stati definiti dall'intersezione delle rette che identificano la rigidezza della curva forza-spostamento in corrispondenza agli stadi II (comportamento dopo la fessurazione) e III (comportamento dopo lo snervamento). La successiva storia di carico è consistita nell'applicazione di cicli a spostamento impresso di ampiezza $\pm \alpha \delta_y$, come illustrato in Figura 9, fino al raggiungimento del collasso della struttura, avvenuto durante lo svolgimento del secondo ciclo a $3\delta_v = 360$ mm = $4\delta_{vt}$.



Figura 8: Storia di carico prima dello snervamento in termini di momento massimo alla base adimensionalizzato al momento di snervamento.



Figura 9: Storia di carico dopo lo snervamento in termini di spostamento massimo adimensionalizzato allo spostamento di snervamento.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

La Figura 10 illustra la curva caricospostamento in sommità $((F-F_0)-\delta)$ per l'intera storia di carico, dove F è la forza applicata a ciascun martinetto, e F₀ è la forza necessaria ad equilibrare il peso proprio della parete (momento flettente nullo in corrispondenza della sezione critica). Nel seguito vengono discussi i risultati, analizzando separatamente la risposta in esercizio e dopo lo snervamento.

3.1. COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO

Il comportamento in esercizio è caratterizzato da carichi ciclici inferiori o al più uguali al carico teorico di primo snervamento della parete, a cui



Figura 10: Curva (F-F₀) - δ.

corrisponde un momento flettente M_y = 4851 kNm, una tensione nell'armatura longitudinale più esterna f_{sy} = 560 MPa, ed uno spostamento all'estremità della parete, come già detto δ_{yt} = 90 mm.

Figura 11 mostra la curva (F-F₀)-δ per i cicli di carico fino a δ_{vt} . Tale figura mostra come, al crescere dell'ampiezza dei cicli, la rigidezza della parete tenda a diminuire per effetto dello sviluppo del quadro fessurativo. Si osserva inoltre che cicli ripetuti di uguale ampiezza comportano modesti decrementi dell'energia dissipata per ciclo (Tabella 2): il danneggiamento conseguente a questi cicli risulta quindi ridotto. Si osserva infine che, per i carichi di esercizio, il comportamento della parete è prevalentemente elastico. Questa osservazione è confermata dal confronto tra la risposta sperimentale ed il comportamento teorico, valutato sulla base della rigidezza elastica in fase fessurata della parete (II stadio), mostrato in Figure 11 (linea a tratto marcato).

L'andamento delle fessure principali in corrispondenza del vincolo alla base (Figura 12) dimostra che, data la modesta inclinazione delle fessure, il comportamento della parete è governato prevalentemente dalla flessione. Il rilievo delle fessure mostra che la loro distanza, in corrispondenza del corrente di estremità, ovvero nella zona confinata dove sono concentrate le armature longitudinali principali, è circa pari al passo delle staffe (100 mm). Nella parte compresa tra i due correnti (anima), la fessurazione tende a localizzarsi in un minor numero di fessure, maggiormente inclinate e distanti tra loro. Le fessure presentano una apertura comunque modesta, pari al massimo a 0.8 mm in corrispondenza dei cicli a δ_{vt} , a riprova del buon comportamento in esercizio della struttura.

Per quanto riguarda il comportamento della parte di parete compresa tra gli appoggi, corrispondente al piano interrato dell'edificio di riferimento, si è manifestato un quadro fessurativo diffuso, con fessure inclinate a circa 45°, tipiche di un comportamento a pannello soggetto a taglio puro. L'apertura delle fessure è risultata comunque trascurabile (inferiore a 0.1 mm). Occorre sottolineare che, date le notevoli sollecitazioni a taglio previste, lo spessore della parete nella zona tra gli appoggi è stato incrementato da 300 mm a 400 mm.



Figura 11: Curva (F-F₀)- δ) per i cicli di carico fino a δ_{yt} .

N. Ciclo	$\delta^+ - \delta^-$	$(F-F_0)^+-(F-F_0)^-$	Energia Dissipata
	mm	kN	J
6	26.0	203	442
7	26.1	203	471
8	26.5	203	464
9	26.4	191	284
10	25.2	190	275
11	28.2	190	362
12	30.0	208	422
13	61.6	298	1194
14	71.9	331	1389
15	77.3	345	1863
16	77.7	343	1720
17	78.5	339	1565
18	100.3	371	1836
19	100.4	369	1665.0
20	179.3	536	8089
21	198.5	545	7970
22	199.7	561	6194

Tabella 2: Energia dissipata.)- δ) per i cicli di carico fino a δ_{yt} .

3.2. COMPORTAMENTO OLTRE LO SNER-VAMENTO

La risposta sperimentale oltre lo snervamento teorico è presentata in Figura 13 ((F-F₀)- δ) e Figura 14 (M- δ). Da queste figure si può notare chiaramente che il valore dello spostamento al quale corrisponde lo snervamento strutturale della pa



Figura 12: Panorama fessurativo (le fessure principali sono state evidenziate).



Figura 13: Curva (F-F₀)- δ per i cicli oltre δ_{v} .



Figura 14: Curva M- δ per i cicli oltre δ_{v} .

rete è circa pari a $\delta_y = \pm 120$ mm. Inoltre, si osserva che il diagramma carico-spostamento risulta essere asimmetrico, al contrario del diagramma momento-spostamento. Questo effetto è legato al sistema di applicazione dei carichi, che comporta bracci diversi nelle forze applicate verso l'alto o verso il basso (Figura 7).

Le curve sperimentali mostrano un brusco decadimento del carico, particolarmente evidente nelle fasi di spinta verso l'alto, in corrispondenza dell'inversione dello spostamento. Ciò è legato all'utilizzo di martinetti idraulici unidirezionali, per i quali risulta problematico controllare la fase iniziale di scarico.

l cicli effettuati dimostrano che la parete manifesta un comportamento stabile fino al collasso. L'energia dissipata da ciascun ciclo è riportata in Tabella 3. Per i tre cicli a δ_y l'energia dissipata rimane circa costante. Al crescere dell'ampiezza dei cicli l'energia dissipata cresce circa proporzionalmente, a dimostrazione della stabilità del comportamento strutturale.

Lo sviluppo del quadro fessurativo, ed in particolare del danneggiamento in prossimità della lesena in corrispondenza del primo appoggio, che rappresenta il primo impalcato dell'edificio di riferimento, è illustrato nella sequenza fotografica di Figura 15.

N. Ciclo	$\delta^+ - \delta^-$	$(F-F_0)^+-(F-F_0)^-$	Energia Dissipata
	mm	kN	J
23	242,1	575	13 114
24	244,4	594	14 363
25	243,2	553	13 879
26	342,9	735	34 653
27	480,3	747	95 953
28	600,4	764	156 209
29	724,2	746	220 122

Tahella	3.	Eneraia	dissinata	ner i cicli	oltre S
ιαντιια	J.	LIICIYIA	uissipala		$O_{U} \in O_{V}$.

L'immagine relativa all'ultimo ciclo a δ_v (Fig. 15a) mostra come si siano delineate le fessure principali, la cui ampiezza e però ancora contenuta. Più evidenti risultano le fessure per i cicli a $2 \delta_v$. (Figg. 15b e 15c). In particolare, si può notare una fessura verticale in corrispondenza dell'attacco della lesena ed una fessura con una forma curva che, partendo dal corrente ad una distanza di circa 400 mm dalla lesena la lambisce a metà dell'altezza della parete. In questa fase si inizia a notare come vi sia una fessurazione molto distribuita a livello dei correnti con aperture contenute. Queste fessure tendono ad unirsi nella zona compresa tra i due correnti, con aperture significative. A partire dal ciclo a 2.5 δ_v (Figg. 15d e 15e) anche le fessure nei correnti hanno aperture significative così come si delinea la fessura principale che porterà al collasso della parete. I cicli a 3 δ_v (Figg. 15f e 15g), mostrano che la parete risulta molto danneggiata, particolarmente nella zona compresa tra i due correnti. Confrontando la situazione in corrispondenza delle fasi di spinta (verso l'alto) e di tiro (verso il basso) si può notare come la parete risulti più danneggiata quando è tirata verso il basso, situazione nella quale l'effetto dovuto al peso proprio porta ad accentuare il gradiente dei momenti nella zona critica. Si ha quindi un maggiore localizzazione del danno con aperture di fessure maggiori che nella fase di spinta.

La figura 15h mostra la parete in prossimità del collasso, avvenuto al termine della fase di spinta verso l'alto. La fessura principale raggiunge aperture di circa 50 mm mentre ai correnti



Figura 15: evoluzione del quadro fessurativo da δ_y a collasso.

l'apertura è di circa 10 mm. Si può chiaramente notare come le fessure in corrispondenza dei correnti siano ancora di dimensioni ridotte. In corrispondenza del corrente compresso si osserva il distacco del copriferro, dovuto, oltre che allo schiacciamento del calcestruzzo, alla inflessione delle armature principali, soggette a 'dowell action'.

L'apertura di fessura nella parte centrale ha ampiezza tale da non essere compatibile con la deformazione ultima delle barre di armatura longitudinali, portando alla loro rottura per trazione (Fig. 15i). Ciò al collasso per taglio, caratterizzato da un abbassamento significativo della parete (Fig. 15l). Dalla Figura 15m si può notare che le barre di armatura si sono piegate a causa dell'abbassamento della parete.

La modalità di collasso a taglio osservata è imputabile ad una carenza nell'armatura d'anima, dimensionata e verificata con i criteri dell'EC8.

È importante osservare che l'assenza di azione assiale che, seppur modesta, sarebbe comunque presente in una parete reale posta in verticale, ha sicuramente comportato l'anticipo del collasso per taglio della parete.

Infine, occorre notare (Fig. 15n) che, in prossimità del collasso, il pannello compreso tra le due lesene (zona rappresentante il piano interrato) risulta integro, con fessure inclinate di modesta apertura, a conferma della validità dell'ipotesi di comportamento della parete come pannello con correnti perimetrali soggetto a taglio, pertanto, caratterizzato dalla formazione di un meccanismo resistente a tiranti e puntoni.

4. CONCLUSIONI

Il presente rapporto illustra i risultati relativi al comportamento sperimentale di una parete in c.a. di dimensioni reali, soggetta a carichi ciclici di ampiezza variabile e crescente fino al collasso. Tali risultati consentono le osservazioni seguenti:

• il comportamento in esercizio è risultato prevalentemente elastico, con un ridotto livello di danneggiamento e con una modesta energia dissipata;

 il comportamento dopo lo snervamento ha mostrato un progressivo danneggiamento in corrispondenza della sezione critica al crescere degli spostamenti imposti, con formazione di fessure via via più importanti e schiacciamento del calcestruzzo;

• anche dopo lo snervamento non si sono notate significative cadute di resistenza nei cicli di carico;

• il collasso è avvenuto nell'anima compresa tra i due correnti, a causa della localizzazione delle deformazioni in una singola fessura, che ha comportato una apertura di fessura tale da non essere compatibile con le deformazioni delle armature che la attraversano;

• lo spostamento ultimo in sommità è risultato rilevante (350 mm), pari a circa 1/40 della luce;

• Nonostante la rottura per taglio il coefficiente di duttilità rispetto al primo snervamento teorico è risultato δ_u / δ_{yt} = 4 e δ_u / δ_y = 3 rispetto allo snervamento strutturale. Dal punto di vista del comportamento flessionale la prova sembra indicare ulteriori margini di duttilità.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata co-finanziata dal MURST nell'ambito del programma COFIN-99 "La sicurezza delle strutture in c.a. sotto azioni sismiche con riferimento ai criteri progettuali di resistenza al collasso e di limitazione del danno dell'Eurocodice 8". Si ringraziano inoltre le ditte: UNIECO s.c.r.I, Calcestruzzi s.p.a., Ferriera Valsabbia s.p.a., Italcables s.r.I. per il loro prezioso contributo nell'allestimento della prova.

BIBLIOGRAFIA

- [01] T. PAULAY, M.J.N. PRIESTLEY, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", J.Wiley & Sons, NY, 768pp., 1992.
- [02] T. PAULAY, "Earthquake-Resisting Shearwalls - New Zealand Design Trends", ACI J., Vol.77, No. 3, pp. 144-152, May-Jun 1980.
- [03] V.V. BERTERO, E.P. POPOV, T.Y. WANG, J. VALLENAS, "Seismic Design Implications of Hysteretic Behavior of R.C. Structural Walls", Proc. 6th World Conf. on Earthquake Engrg., New Delhi, Vol.5, pp. 159-165, 1977.
- [04] T. PAULAY, AND M.J.N. PRIESTLEY, "Stability of Ductile Structural Walls," ACI Struct. J., Vol. 90, No. 4, pp. 385-392, Jul-Aug 1993.
- [05] K. PILAKOUTAS, A.S. ELNASHAI, "Cyclic Behaviour of R.C. Cantilever Walls, Part I: Experimental Results," ACI Structural J., Vol. 92, No. 3, pp. 271-281, May-Jun 1995.
- [06] A.A. TASNIMI, "Strength and Deformation of Mid-Rise Shear Walls under Load Reversal," Engrg. Structures, No. 22, pp. 311-322, 2000.
- [07] EUROCODE 8, "Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures", EN 1998-1-1, 1994.
- [08] EUROCODE 2, "Design of Concrete Structures", ENV 1992-1-2, 1995.