Indagine Sperimentale sulla Duttilità dei Setti di Controvento in Scala Reale sottoposti a Carichi Ciclici

Marco Preti¹, Paolo Riva², Ezio Giuriani¹

1Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente DICATA, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Brescia, via Branze 43 – 25123 – Brescia – Italia

2Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Facoltà di Ingegneria, Università di Bergamo, via. Marconi, 5 - 24044 - Dalmine (BG) – Italia

Keywords: Earthquake Resistant Structures, Structural Walls, Ductility, Experimental Test, Shear strength, Reinforced Concrete.

ABSTRACT:

Il lavoro affronta lo studio della duttilità dei setti di controvento antisismici in calcestruzzo armato. Il comportamento dei setti nel campo di spostamenti oltre il limite elastico pone ancora dei problemi, in particolare dovuti all'incertezza relativa alla loro duttilità. Recenti lavori sperimentali hanno infatti messo in evidenza il rischio di una crisi per taglio alla base dei setti che può penalizzare fortemente la loro capacità di spostamento. Nel presente lavoro sono riportati i risultati più significativi di una prova sperimentale, a scala reale, su un setto di controvento dimensionato per un edificio di cinque piani, sottoposto a carichi orizzontali ciclici. Nel lavoro sperimentale il problema della limitata duttilità flessionale dovuta al taglio è stato risolto adottando armature di grosso diametro uniformemente distribuite lungo l'intera sezione. Il setto di indagine ha raggiunto una duttilità in termini di spostamento superiore a sei, con un drift massimo del 2,5%, senza decadimento di resistenza e senza significativi fenomeni di scorrimento nella zona critica di base. La prova ha permesso di valutare l'estensione della regione a comportamento plastico e di dare indicazioni sulla lunghezza della cerniera plastica equivalente.

Accanto ai risultati sperimentali sono riportate alcune semplici formulazioni analitiche che, avvalorate dal confronto con i dati sperimentali, possono costituire un primo riferimento per la valutazione delle caratteristiche necessarie per le verifiche sismiche, quali la capacità di spostamento, la duttilità e la resistenza ultima del setto rispetto a quella di inizio di snervamento.

1 INTRODUZIONE

Il sistema a setti sismo-resistenti per gli edifici presenta caratteristiche che meglio si adattano alle tecniche costruttive adottate nella tradizione italiana. La possibilità di disporre i setti nelle pareti perimetrali consente, senza sacrificio di superficie fruibile, di risolvere il problema delle fondazioni, in quanto i setti possono essere impostati sulle pareti perimetrali del piano interrato. Il sistema a setti progettati secondo lo schema a mensola con formazione di cerniera plastica alla base, offre il vantaggio di non ripericolosa significativamente della sentire interazione dei tamponamenti fragili. Si ricorda che tale interazione, nel caso dei telai, è stata causa di numerosi collassi per la formazione di meccanismi anomali molto più deboli di quelli previsti nel progetto. Nel sistema a setti è necessario garantire una elevata duttilità alle cerniere plastiche, essendo queste limitate in numero ed avendo una relativamente modesta estensione.

Molti studi e ricerche riportati in letteratura mostrano l'interesse per questo argomento, ma l'onerosità di prove sperimentali in scala reale non ha consentito di verificare le reali capacità di deformazione indicate dagli studi numerici o teorici.

Le prove sperimentali in scala ridotta introducono fattori di incertezza che non consentono di estendere i loro risultati alle strutture reali. Le poche prove in scala reale si riferiscono a pareti molto tozze prevalentemente sollecitate a taglio [1-6].

La prova sperimentale [7] eseguita su un setto di un edificio di cinque piani ha mostrato una potenziale elevata duttilità a flessione, che è stata penalizzata da una rottura fragile a taglio a conferma delle non poche incertezze sul ruolo del taglio nei confronti della flessione, già segnalate da più autori [8]. Nel lavoro sperimentale relativo ad un setto in scala reale [9] il problema della limitata duttilità flessionale dovuta al taglio è stato risolto adottando armature di grosso diametro uniformemente distribuite lungo l'intera sezione. Tale soluzione teoricamente offre una buona sovra-resistenza a taglio ed ha consentito di raggiungere una notevole duttilità flessionale, che in termini di spostamento è risultata superiore a 6. Tale soluzione, sia pure combinata con una notevole staffatura di confinamento, risolve agevolmente anche il problema della congestione di armature che risulta inevitabile nel caso di armature concentrate nei pilastrini di estremità.

Accanto ai risultati più significativi della parete sperimentale, nel presente lavoro vengono riportate alcune formulazioni analitiche che di fatto costituiscono una estensione dell'approccio classico per le sezioni in c.a. al caso delle sezioni ad armatura uniformemente distribuita. Tali formulazioni analitiche, avvalorate dal confronto con i dati sperimentali, possono costituire un primo riferimento semplice per la valutazione delle caratteristiche necessarie per le verifiche sismiche, quali la capacità di spostamento, la duttilità e la resistenza ultima del setto rispetto a quella di inizio di snervamento.

2 RICHIAMI SULLA PROVA SPERIMENTALE E RISULTATI SIGNIFICATIVI

La prova sperimentale riguarda un setto di cemento armato che è stato progettato facendo riferimento ad un edificio di cinque piani fuori terra soggetto ad un'azione sismica orizzontale rilevante. La risultante delle azioni sismiche orizzontali agente sul setto allo stato limite ultimo è stata assunta pari a 600 KN, corrispondente al 30% del peso complessivo dei solai, con un'area di competenza di $50m^2$.

I carichi verticali applicati pari a 1000KN si riferiscono invece al peso dei solai portati, con area di competenza pari a $25m^2$.



Figura 1 – Vista d'insieme del setto sperimentale (bianco) e del banco di prova.

L'altezza del setto sperimentale, pari a 10m, è stata ridotta rispetto a quella di 15m dell'edificio di riferimento, in quanto la risultante delle azioni orizzontali è ipotizzata a 2/3 dell'altezza, come viene assunto per il primo modo di vibrare della struttura.

Il setto di prova è vincolato al piede ad una traversa rigida che simula l'incastro all'elemento di fondazione.

Accanto al setto è stato realizzato un secondo setto delle stesse dimensioni che fornisce la spalla di contrasto per l'applicazione del carico (v. Fig.1).

Il carico orizzontale F_h ciclico è applicato alla quota di 9,5m (v. Fig.2) mediante un martinetto da 700KN, mentre il carico complessivo verticale F_v è stato applicato in testata mediante un cavo di precompressione da 1000KN. La parete di contrasto è stata fortemente precompressa (7000KN) per ottenere una resistenza largamente superiore rispetto al setto di prova. Data la snellezza in gioco, il setto di contrasto è stato controventato mediante l'elemento "b" (Fig.2). Le due guide "a" in sommità realizzano il vincolo a pattino che consente al setto di prova i soli movimenti flessionale nel suo piano.



Figura 2 – Caratteristiche geometriche del setto sperimentale e del banco di prova.

Le armature longitudinali $(20\phi 20)$ sono disposte uniformemente per garantire la sovraresistenza a taglio nella zona critica dove si forma la cerniera plastica (Fig.3).

Alla luce del collasso per taglio della precedente prova sperimentale su un setto analogo [7] la sovraresistenza a taglio è stata affidata esclusivamente all'effetto spinotto di sedici delle venti armature longitudinali ϕ 20, escludendo le due di estremità di entrambi i lati. La sovraresistenza calcolata solo con questo meccanismo è stata pari al 50% delle azioni di progetto. Al fine di migliorare le caratteristiche di duttilità, nella zona critica è stata adottata una staffatura di confinamento che fornisce al calcestruzzo una sovraresistenza del 40% ed una deformazione ultima pari all'1,6% (calcolate secondo EC2).



Figura 3 – Disposizione delle armature nel setto sperimentale: sezioni A-A e B-B specificate in figura 2.

Le principali caratteristiche meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo sono riportate in Tab.1 Una discussione dettagliata sulle scelte che hanno orientato il progetto del setto di prova sono riportate nei lavori [9, 10].

In Fig.4 è riportata la storia di carico adottata per la prova, che è stata condotta in controllo di spostamento con velocità media in sommità pari a circa 60 mm/h [9].



Figura 4 – Storia di carico dei quindici cicli: Spostamento Orizzontale Δ - Numero di Ciclo.

I risultati più significativi sono riportati nelle Fig.5 e 6. Dopo i primi due cicli in campo non fessurato, con spostamenti in sommità pari a 6mm (punto A Fig.5), sono stati effettuati sette cicli a spostamento crescente fino a 40mm, corrispondenti all'inizio dello snervamento delle due barre più esterne (punto B).



Figura 5 – Diagramma Forza-Spostamento di tutti i cicli di carico applicati al setto di prova.

Nei successivi sei cicli in campo plastico, lo spostamento è stato fatto crescere fino a 250mm (punto C), valore assunto come deformazione ultima nominale. In questa situazione la duttilità μ_{Δ} in termini di spostamento è risultata pari a $\mu_{\Delta} = 250/40 = 6,25$. Il comportamento si è mantenuto stabile fino all'ultimo ciclo, senza decadimento della resistenza, in accordo con il modesto danneggiamento della sezione alla base, per lo più limitato al distacco del copriferro nella zona più esterna (Fig.6).

La prova è stata interrotta per evitare un eccessivo danneggiamento e rendere possibile la riparazione per il proseguimento del programma sperimentale. I risultati comunque hanno fornito valori di duttilità superiori ai valori massimi indicati dalle norme e hanno lasciato intravedere una ben superiore capacità di deformazione.



Figura 6 – Dettaglio della zona critica del setto durante l'applicazione dello spostamento massimo in sommità del ciclo 15.

Tabella 1 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle armature nella zona critica del setto sperimentale. Valori medi di tre provini.

Calcestruzzo		Acciaio	
R _{cm} , MPa	50,1	$f_{\rm sy,m}$, MPa	559
Ec, MPa	28300	$f_{\rm su,m}$, MPa	659
ε _{ccu} %	1,60	ϵ_{sy} , %	0,27
UNI-EN 12390 standard test su provini cubici		UNI-EN10002 standard test su barre di armatura	

L'efficacia delle armature distribuite per garantire la sovraresistenza a taglio è stata messa ben in evidenza dal modesto scorrimento alla base, che allo stato limite ultimo è risultato pari a 4mm [9]. I numerosi strumenti di misura delle deformazioni disposti alla base del setto hanno consentito di ricavare le curvature in alcuni tratti del setto entro la zona critica. Tali deformazioni e curvature sono dettagliatamente illustrate nel lavoro [9]. Nella Fig.7 è riportato il diagramma delle curvature ϕ allo stato limite ultimo (ciclo 15) lungo l'asse verticale z.



Figura 7 – Diagramma sperimentale della curvatura lungo l'asse z nella zona critica del setto.

In particolare la zona plastica alla base del setto si è estesa fino alla quota z = 2, 3m dall'incastro, equivalente all'82% dell'altezza della sezione (H = 2, 8m). Tale diagramma ha consentito di ricavare l'estensione della cerniera plastica equivalente L_p . L'estensione di tale cerniera ideale a curvatura costante è risultata pari a $L_p = 0, 4H$ (Fig.7). Tale valore è stato ottenuto eguagliando l'integrale delle curvature reali all'area del rettangolo definito dalla curvatura massima e dalla altezza L_p .

3 VALUTAZIONE ANALITICA DELLA DUTTILITÀ E CONFRONTI

Il problema della duttilità dei setti di controvento, riferita allo spostamento in sommità, può essere risolto attraverso la valutazione della duttilità della cerniera plastica alla base del setto. Il comportamento non-lineare e la duttilità delle cerniere plastiche delle strutture in c.a. è stato, ed è tuttora, oggetto di numerosi studi teorici, numerici e sperimentali sia per carichi monotonici [11-12] che ciclici [13-21]. I fenomeni in gioco sono numerosi e complessi, coinvolgendo principalmente l'interazione tra armature e calcestruzzo, la fessurazione, il decadimento delle resistenze del calcestruzzo e delle armature per carichi ciclici, il confinamento del calcestruzzo, l'instabilità plastica delle barre di armatura, il distacco del copriferro e l'interazione taglio-flessione.

Accanto a studi numerici che si propongono di modellare dettagliatamente questi fenomeni, l'approccio più ricorrente tende a far rientrare forfetariamente i loro effetti attraverso il concetto di cerniera plastica equivalente, caratterizzata da una curvatura costante pari a quella massima della sezione di imposta. I fenomeni sopra richiamati, e non ultimo il momento variabile nel tratto plastico, vengono tenuti in conto attraverso la lunghezza della cerniera plastica equivalente. L'estensione della cerniera plastica per le travi ordinarie viene assunta usualmente pari a metà dell'altezza H della sezione. Alcuni autori hanno suggerito valori più accurati, che nel caso dei setti variano tra $0,3 \div 0,8 H$ [22]. I risultati sperimentali sul setto ad armatura uniforme precedentemente illustrati hanno mostrato una lunghezza pari a $L_p = 0, 4H$ (v. Fig.7).

Si ritiene utile richiamare le relazioni classiche sulla curvatura della cerniera plastica opportunamente adattate alle sezioni con armatura distribuita, che possono risultare di utilità per le verifiche sulla duttilità.

Nel caso di armature distribuite risulta determinante la propagazione progressiva dello snervamento dalle barre più esterne a quelle più interne al crescere del carico. L'incremento del momento resistente allo stato limite ultimo, rispetto a quello di inizio di snervamento, risulta rilevante a differenza di quanto avviene nelle sezioni con armatura concentrata.

Nel setto sperimentale sopra illustrato tale incremento è risultato pari a circa il 50%; risulta quindi significativo definire i valori del momento e della curvatura sia al limite elastico che allo stato limite ultimo.

Momento e curvatura all'inizio dello snervamento

Nelle condizioni usuali i setti sono soggetti ad una azione assiale relativamente modesta, inferiore al $10 \div 15$ % della resistenza ultima per sola azione assiale. L'armatura complessiva offre una sufficiente resistenza a flessione e taglio, garantendo una buona duttilità flessionale, se risulta debole rispetto al calcestruzzo, indicativamente con percentuali geometriche inferiori a $1,5 \div 2$ %. Per un riferimento, nel caso sperimentale sopra riportato, la percentuale è stata pari a 0,75%. In queste condizioni, in regime fessurato, quando inizia lo snervamento della barra tesa più esterna, il calcestruzzo è ancora poco sollecitato, tanto da essere giustificata l'approssimazione di un comportamento elastico lineare nella zona compressa. Dall'equilibrio alla traslazione, imponendo la condizione di deformazione al limite elastico per le barre di armatura tese di estremità, nella classica ipotesi di sezioni piane e armatura spalmata elastica, la distanza \overline{x}_y tra l'asse neutro e la fibra più compressa risulta:

$$\frac{\overline{x}_{y}}{H} = \frac{-B + \sqrt{B^{2} + A \cdot (B + N/N_{uc})}}{A}$$
(1)

con
$$A = \frac{f_{sy}}{f_{cc}} \cdot \frac{E_c}{E_s}$$
 $B = \frac{N}{N_{uc}} + \frac{f_{sy}}{f_{cc}} \cdot \rho_s$

dove N/N_{uc} è il rapporto tra l'azione assiale alla base del setto e la resistenza ultima del solo calcestruzzo per azione assiale centrata, $N_{uc} = f_{cc} \cdot bH$, essendo b la larghezza della sezione e f_{cc} la resistenza monoassiale del calcestruzzo confinato. Si è indicato inoltre con f_{sy} la resistenza allo snervamen-to delle armature, con $\rho_s = A_s/bH$ la percentuale geometrica rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale complessiva e l'area del calcestruzzo integro e con E_c ed E_s i moduli elastici del calcestruzzo e dell'acciaio. Si nota che la posizione dell'asse neutro (eq.1), a differenza della soluzione classica della presso flessione per il c.a., è ottenuta dall'equazione di equilibrio alla traslazione che risulta in forma quadratica dato che la deformazione e lo sforzo dell'acciaio teso non sono incogniti ma corrispondenti al limite elastico.

La curvatura al limite elastico risulta:

$$\phi_{y} = \varepsilon_{sy} / (H - \overline{x}_{y})$$
⁽²⁾

essendo ε_{sy} la deformazione dell'acciaio al limite elastico.

Il momento flettente M_y all'inizio dello snervamento risulta quindi:

$$\frac{M_{y}}{f_{sy}\rho_{s}H^{2}b} = \frac{1}{12} \left\{ 1 + \frac{\overline{x}_{y}}{H} - 2\frac{\overline{x}_{y}^{2}}{H^{2}} \left[1 - \frac{1}{1 - \overline{x}_{y}/H} \left(1 + \frac{E_{c}}{E_{s}\rho_{s}} \right) \left(\frac{3}{2} - \frac{\overline{x}_{y}}{H} \right) \right] \right\}$$
(3)

Momento e curvatura allo stato limite ultimo

Allo stato limite ultimo il calcestruzzo confinato risulta sollecitato ben oltre il campo elastico tanto da essere giustificata l'approssimazione dello "stressblock" (v.Fig.8). Assumendo che l'acciaio sia in campo plastico, sia a compressione che a trazione, per l'equilibrio risulta:

$$\frac{\overline{x}_{u}}{H} = \frac{\frac{N}{N_{uc}} + \frac{f_{sy}}{f_{cc}} \cdot \rho_{s}}{2 \cdot \frac{f_{sy}}{f_{cc}} \cdot \rho_{s} + \beta}$$
(4)

essendo β il coefficiente riduttivo che tiene conto dell'area ridotta dello stress block, e che anche in questo caso si propone pari a 0,8, come per le sezioni ordinarie in c.a.

La curvatura ultima risulta:

$$\phi_u = \varepsilon_{su} / (H - \overline{x}_u) \tag{5}$$

essendo ε_{su} la deformazione ultima dell'acciaio, che sotto carichi ciclici si ritiene debba essere di valore limitato ed in mancanza di valutazioni più accurate dovrebbe essere non superiore a $15 \div 20$ volte il valore ε_{sy} al limite di snervamento.



Figura 8 – Deformazioni e sforzi di acciaio e calcestruzzo adottati nel calcolo analitico del momento ultimo della sezione del setto.

Occorre osservare che la curvatura ultima può dipendere dal raggiungimento della deformazione ultima dell'acciaio teso \mathcal{E}_{su} , come nell'eq.(5), oppure del calcestruzzo compresso \mathcal{E}_{ccu} . La valutazione delle deformazioni del calcestruzzo, nelle condizioni di azione assiale e percentuale di armatura sopra indicate, risulta generalmente minore del valore di rottura \mathcal{E}_{ccu} . Per un utile confronto, nella prova sperimentale il valore della deformazione massima misurata è risultato molto minore del valore ultimo e pari a circa al 40% del valore di deformazione ultima indicato in letteratura per il calcestruzzo confinato [23-24].

Il momento ultimo risulta:

$$\frac{M_u}{f_{sy}\rho_s H^2 b} = \left[\left(1 - \frac{\overline{x}_u}{H} \right) \frac{\overline{x}_u}{H} + \frac{f_{cc}}{f_{sy}} \frac{\beta}{\rho_s} \left(\frac{1 - \beta \,\overline{x}_u/H}{2} \right) \frac{\overline{x}_u}{H} \right]$$
(6)

Capacita di spostamento allo stato limite ultimo

La capacità di spostamento e la relativa duttilità, importante per le verifiche sismiche, viene ricavata attraverso l'integrazione della curvatura nella cerniera plastica, ritenuta costante nel tratto L_p (v.Fig.7).

Lo spostamento Δ alla quota z di controllo risulta:

$$\Delta = \Delta_y + \theta_p \cdot \left(z - 0.5L_p\right) \tag{7}$$

dove $\Delta_y = \frac{\phi_y z^2}{3}$ (7')

è lo spostamento al limite elastico alla quota z, $\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$ è la rotazione plastica della cerniera equivalente essendo ϕ_y e ϕ_u fornite dalle relazioni (2) e (5).

La duttilità in termini di spostamento risulta:

$$\mu_{\Delta} = \Delta / \Delta_{y} \tag{8}$$

Si noti che μ_{Δ} può essere ricavata anche dal coefficiente di duttilità in termini di curvature μ_{ϕ} attraverso la relazione [22]:

$$\mu_{\Delta} = 3\left(\mu_{\phi} - 1\right) \frac{L_p}{z} + 1 \tag{8'}$$

I valori di Δ ricavati dalla (7) sono messi a confronto con quelli sperimentali nella Fig.9, nella quale è riportato il diagramma inviluppo delle curve sperimentali di Fig.5.



Figura 9 – Confronto tra la curva sperimentale Forza – Spostamento (inviluppo dei quindici cicli di carico applicati alla struttura) e i valori teorici al limite elastico (A) e ultimo (B, B' e B'') per valori della deformazione ultima dell'acciaio $\varepsilon_{su} = 15, 17, 20\varepsilon_{sy}$.

I punti A e B rappresentano rispettivamente il limite elastico e lo spostamento ultimo forniti dalle relazioni (7) e (7'), con i valori delle caratteristiche meccaniche e geometriche del setto sperimentale riportate in Tabella 1. Il punto B corrisponde al valore $\varepsilon_{su} = 17 \cdot \varepsilon_{sy}$, misurato nella prova sperimentale. Date le incertezze e la variabilità del valore ε_{su} , vengono riportati anche i punti corrispondenti ai valori $\varepsilon_{su} = 15 \text{ e } 20\varepsilon_{sy}$.

Il confronto mostra un buon accordo tra i risultati analitici e sperimentali, ed evidenzia la sensibile dipendenza della capacità di spostamento dal valore assunto per la deformazione ultima ε_{su} dell'acciaio, in presenza di sollecitazioni cicliche alternate e di instabilità plastica.

4 CONCLUSIONI

I risultati sperimentali e le formulazioni analitiche relative alla duttilità ed alla capacità di spostamento dei setti antisismici, illustrati e discussi nel presente lavoro, consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive.

I setti con armatura longitudinale uniformemente distribuita nella sezione e calcestruzzo ben confinato hanno mostrato una buona duttilità e una elevata capacità di spostamento, superiori a quelle richieste per le verifiche sismiche.

L'armatura uniformemente distribuita ha fornito una sovraresistenza teorica a taglio ben confermata dai risultati sperimentali.

La valutazione analitica della capacità di spostamento e della duttilità del setto, ottenuta mediante l'approccio della cerniera plastica equivalente, risulta in buon accordo con i risultati sperimentali. Tali valutazioni possono essere di utilità per le verifiche sismiche dei sistemi a setti con armatura distribuita, soprattutto per l'approccio statico non lineare.

La capacità di spostamento risulta molto sensibile al valore assunto per la deformazione ultima dell'acciaio ε_{su} in presenza di sollecitazioni cicliche alternate e di instabilità plastica. In mancanza di valori indicati in letteratura, i presenti risultati indicano un valore pari a $15 \div 20$ volte il valore di snervamento ε_{sy} .

5 RINGRAZIAMENTI

La prova sperimentale è stata co-finanziata dal MIUR (Ministero dell'Università e della Ricerca) nell'ambito del Programma di Ricerca di Interesse Nazionale Prin 2004. Il contributo di UNIECO s.c.r.l., Calcestruzzi s.p.a., Ferriera Valsabbia s.p.a., Axim Italia s.p.a. ha consentito la costruzione del setto sperimentale e del banco di prova. Gli autori ringraziano vivamente tutti gli sponsor. Tutti le considerazioni espresse in questo articolo esprimono l'opinione degli autori e non riflettono quelle degli enti sponsorizzatori. Infine, gli autori sono vivamente grati all'Ing. Pietro Spatti, che insieme agli autori ha collaborato al progetto ed alla realizzazione della prova sperimentale nell'ambito del progetto di ricerca della sua tesi di laurea, ed allo staff del Laboratorio P. Pisa dell'Università degli Studi di Brescia.

BIBLIOGRAFIA

- Wood S., 1990. "Shear strength of low-rise reinforced concrete walls", ACI Structural Journal, V.87, No.1, Jen-feb 1990, pp. 99-107.
- 2.Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., Penelis G.G., 1999. "Cyclic load behaviour of low-slenderness reinforced concrete walls: design basis and test results", ACI Structural Journal, V.96, No.4, Jul-Aug 1999, pp. 649-660.
- 3.Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., Penelis G.G., 2000. "Cyclic load behaviour of low-slenderness reinforced concrete walls: failure modes, strength and deformation analysis, and design implications", ACI Structural Journal, V.97, No.1, Jan-Feb 2000, pp. 132-141.
- 4.Pilakoutas K., Elnashai A., 1995. "cyclic behaviour of reinforced concrete cantilever walls, part I: experimental results", ACI Structural Journal, V.92, No.3, May-Jun 1995, pp. 271-281.
- 5.Pilakoutas K., Elnashai A., 1995. "Cyclic behaviour of reinforced concrete cantilever walls, part II: discussion and theoretical comparisons", ACI Structural Journal, V.92, No.4, Jul-Aug 1995, pp. 425-434.
- 6.Paulay T., Priestley M.N.J, Synge A.J., 1982. "Ductility in earthquake resistant squat shearwalls", ACI Structural Journal, V.79, No.4, Jul-Aug 1982, pp. 257-269.
- 7.Riva P., Meda A., Giuriani E., 2003. "Cyclic behaviour of a full scale RC structural wall", Engineering Structures 25 (2003) 835–845
- 8. Collins M.P., Vecchio F.J., 1997. "Prestressed concrete structures", Respone Pubblications, Canada.
- 9.Preti M., Giuriani E., "A full scale test on the structural wall ductility under cyclic loading", (in corso di pubblicazione).
- 10.Preti M., (tutor: Giuriani E). 2006. "Experimental investigation and analytical evaluation of the ductility of a full scale structural wall under cyclic loading" Ph.D. Thesis, University of Brescia and Trento, February 2006 (in italian).
- Cohn M.Z., Riva P., 1994. "Rotation capacity of structures concrete members", Magazine of concrete research, 1994, 46, n°168, September, 223 – 234.
- 12.Macchi G., 1964. "Proposition pour le calcul des deformations du beton armé en vue des calculs hyperstatiques", CEB Bull. Inf., 1964, n°52, 131 – 174.
- 13.Coleman, J, and Spacone, E. 2001. "Localization Issues in Nonlinear Force-Based Frame Elements." ASCE Journal of Structural Engineering, Volume 127(11), pp. 1257-1265.
- Orakcal K, Wallace W., 2006. "Flexural modelling of reinforced Concrete walls – experimental verification" ACI Structural Journal, V.103, No.2, March/April 2006, pp. 196-206.
- 15.Tanaka H., Park R., 1990. "Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behaviour of reinforced concrete columns", Rep. 90-2, Dept of Civ. Engrg., University of Canterbury, U.K.
- Panagotakos T.B., Fardis M.N., 2001. "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", ACI Structural Journal, V.98, No.2, March/April 2001, pp. 135-148.
- 17.Priestley M.N.J., Kowalsky M.J., 1998. "Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering 1998, Silverstream 31(2).
- Restrepo J.I., 2000. "Issue related to the seismic design of reinforced concrete structural systems", Sesoc Journal, April 2000, vol.13, n°1.

- Palermo D., Vecchio F.J., 2003. "Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: formulation", ACI Structural Journal, V.100, No.5, September/October 2003, pp. 616-625.
- 20.Palermo D., Vecchio F.J., 2004. "Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: verification", ACI Structural Journal, V.101, No.2, March/April 2004, pp. 155-164.
- Marini A. Spacone E., 2006. "Analysis of reinforced concrete elements including shear effects", ACI Structural Journal, V.103, No.5, September/October 2006, pp. 645-655.
- 22.Paulay T., Priestley M.N.J, 1992. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", 1992, Wileyinterscience.
- 23.Eurocode 2, 2004. "Design of concrete structures", EN 1992-1-1:2004.
- 24.Eurocode 8, 2004. "Design of structures for earthquake resistance", EN 1998-1:2004.