



# INDAGINI TEORICHE E SPERIMENTALI SU PARETI SISMICHE IN ACCIAIO

Nunzio Scibilia, Marcello Cammarata  
Università degli Studi di Palermo  
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Aerospaziale  
Palermo, Italia [scibilia@unipa.it](mailto:scibilia@unipa.it)

Elio Lo Giudice  
Laboratorio Dismat s.r.l.  
Canicattì, Italia  
[eliologiudice@dismat.it](mailto:eliologiudice@dismat.it)

*Keywords: Steel Panel Shear Wall, SPSW, shear stress, testing on scale model, seismic behavior, buckling.*

## ABSTRACT

The paper concerns the experimental results performed on steel plated panels having 1500 x 1150 mm dimensions and thickness variable from 1.1 to 3 mm, linked to hinged steel frame of HEA types. The connection between plate and frame is made of bolts to allow substitution of damaged panels. Depending on the slenderness of plates, considerable displacements out-of-plane are evident at loads significantly lower than ultimate loads; the post critical resistances are possible and the systems reach, with large displacements, ultimate loads bigger than the bulking load. The comparison of experimental results of different thickness panels is proposed and correlations between the AISC seismic design code and some models derived from the postcritical behaviour of the web panels of the steel girders are performed. The results are in agreement with models investigated.

## 1. INTRODUZIONE

Pannelli sottili in acciaio inseriti in strutture intelaiate possono mutare favorevolmente il comportamento globale della struttura, aumentandone la rigidezza e le capacità dissipative.

Sono previsti due tipi fondamentali di utilizzo:

- come elementi dissipativi e irrigidimenti;
- come elementi irrigidimenti.

Il primo caso riguarda pannelli dotati di robusti irrigidimenti, tali da determinare lo snervamento delle lastre costituenti il pannello prima dell'insorgere di fenomeni di instabilità. Tale tipologia è stata utilizzata prevalentemente in Giappone. In Italia i sistemi contenenti pannelli dissipativi sono stati indagati da Mazzolani e dalla scuola di Napoli (2003-2005), facendo ricorso a pannelli di piccole dimensioni in

alluminio puro ricotto o in acciaio a basso valore della tensione di snervamento (LYS).

La tendenza ad adottare pannelli sottili, per i quali l'instabilità avviene in campo elastico, si è sviluppata prevalentemente negli USA ed in Canada, ove attraverso indagini sperimentali si è constatato il notevole contributo dovuto alle riserve in campo post critico dei pannelli.

L'utilizzo di pannelli in acciaio si può rivelare inoltre vantaggioso negli interventi di adeguamento sismico, dal momento che si raggiungono notevoli incrementi di rigidezza e di resistenza senza penalizzare eccessivamente le fondazioni. Tale comportamento non si riscontra nell'inserimento di pareti in c.a..

In bibliografia sono riportati i principali studi di carattere teorico e sperimentale condotti sull'argomento a partire dal fondamentale contributo di Elgaaly (1998) che sintetizza le indagini compiute nel Nord America.

Tutti i risultati sperimentali evidenziano le notevoli riserve di resistenza di tali pannelli in campo post-critico, cosicché oggi è ampiamente plausibile l'introduzione nel progetto di tali elementi strutturali soggetti ad instabilità per azioni sismiche modeste.

Di diverso orientamento sono gli studi condotti da Astaneh-Als (2001-2002), che propongono di contrastare la precoce instabilità di pannelli sottili in acciaio attraverso l'accoppiamento di lastre in c.a. opportunamente connesse al pannello. Tale soluzione classificata come "composite steel plate shear wall" e' analizzata nelle soluzioni di calcestruzzo gettato in opera e connesso al pannello per mezzo di pioli muniti di testa, ovvero di pareti prefabbricate connesse attraverso bulloni. Per tali configurazioni e' opportuno che le lastre di calcestruzzo siano distaccate dal telaio di contorno, in modo da non alterare il comportamento meccanico del sistema. Tale soluzione costruttiva e' stata oggetto di accurate indagini sperimentali condotte presso l'Università della California (1998-2002) con modelli in scala 1:2, costituiti da travi e colonne in acciaio A-275 e pannelli in acciaio A-36.

Gli studi condotti dagli autori hanno riguardato il comportamento di pannelli sottili, in acciaio sviluppando indagini teoriche e sperimentali.

In precedenti memorie sono già stati presentati i risultati relativi a pannelli con spessore nominale compreso tra 1 e 3 mm (Scibilia et al. 2003-2009). La sperimentazione effettuata conferma che in campo post-critico si attivano bande diagonali di trazione, rendendo le riserve di resistenza cospicue; tuttavia i modelli FEM, sviluppati in ambito non lineare, non consentono di riprodurre il comportamento del sistema nella fase iniziale del carico.

Nella presente nota si riporta una sintesi delle indicazioni normative e dei risultati ottenuti dagli autori nelle precedenti esperienze, proponendo un chiave di lettura sintetica per prevedere il comportamento di tali sistemi.

## 2. NORMATIVA

Le norme tecniche italiane (D.M. 14/01/2008) non contemplano espressamente la tipologia strutturale che prevede l'uso di pareti di taglio in acciaio, la quale è prevista invece dalla normativa statunitense (AISC 2004 – FEMA 450 -ASCE) e canadese (CAN/CSA-S16.1-94 ) nonché nell'International Building Code (IBC2000).

Le norme europee (EC8) non prevedono tale tipologia strutturale, anche se l'EC3 fornisce ampie indicazioni per la verifica dei telai e delle lastre in acciaio.

La prima proposta normativa è dovuta ad Astaneh (2001) che operando una suddivisione tipologica dei muri con pannelli in acciaio, fornisce i valori del fattore di struttura  $q$  e dei coefficienti di sovrarresistenza  $\Omega$ .

Le tipologie previste sono:

pannelli sottili in telai con travi incernierate agli estremi:	$q = 6.5$	$\Omega = 2$
pannelli irrigiditi in telai con travi incernierate agli estremi:	$q = 7$	$\Omega = 2$
pannelli sottili in telai con travi incastrate agli estremi:	$q = 8$	$\Omega = 2.5$
pannelli irrigiditi in telai con travi incastrate agli estremi:	$q = 8.5$	$\Omega = 2.5$

E' necessario inoltre che il materiale costituente il pannello abbia un limite di snervamento non superiore a quello del telaio di contorno. Tali valori si applicano ad edifici regolari in pianta ed in altezza.

Le norme ASCE 7-05 (Seismic Provisions) non prevedono le suddette distinzioni e indicano valori di  $q$  e  $\Omega$  rispettivamente pari a 6.5 e 2.5, corrispondenti cautelativamente al valore inferiore di  $q$  e al valore superiore di  $\Omega$  sopra riportati.

Ulteriori indicazioni sono contenute nelle AISC 2004 e nelle FEMA 450 le quali indicano valori di  $q$  e  $\Omega$  rispettivamente pari a 7.0 e 2.0.

Per la valutazione dello spessore  $t_i$  e del momento di inerzia  $I_{ci}$  minimo delle colonne di bordo al piano iesimo di pannelli dissipativi inseriti in campi di telai aventi le travi incernierate alle colonne si applicano le seguenti indicazioni progettuali riportate da Bruneau (2007):

$$t_i = \frac{2V_i}{f_y b \sin 2\alpha_i} \quad (1)$$

essendo  $V_i$  il taglio assorbito dal muro in acciaio al piano iesimo,  $\alpha_i$  l'inclinazione del campo di tensioni principali data dalla seguente espressione:

$$\alpha_i = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_i b}{2A_{ci}}}{1 + t_i h \left( \frac{1}{A_{bi}} + \frac{h^3}{360I_{ci} b} \right)}} \quad (2)$$

$$I_{ci} \geq \frac{0.00307 t_i h^4}{b} \quad (3)$$

dove  $b$  ed  $h$  sono rispettivamente la larghezza e l'altezza dei pannelli supposti delle stesse dimensioni in tutti i piani,  $A_{bi}$  e  $A_{ci}$  l'area della sezione trasversale delle travi e delle colonne di contorno del pannello.

Le suddette relazioni sono ricavate attraverso un modello in cui il pannello è sostituito da strisce inclinate dell'angolo  $\alpha$ , che come indicato dalla (2) dipende dalle caratteristiche geometriche delle travi e delle colonne del telaio di contorno.

Driver (2005) ha formulato una espressione di  $\alpha$  modificata rispetto alla (2) per tener conto anche del momento di inerzia della trave.

$$\alpha_i = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + t_i b \left( \frac{1}{2A_{ci}} + \frac{b^3}{120I_{bi} h} \right)}{1 + t_i h \left( \frac{1}{A_{bi}} + \frac{h^3}{320I_{ci} b} \right)}} \quad (4)$$

adottata dalle norme canadesi.

Le norme AISC 2004, sulla base delle precedenti relazioni, assumono la resistenza a taglio  $V_{Ri}$  di una parete in acciaio come:

$$V_{R,i} = 0.42 f_y t_i b \sin(2\alpha_i) \quad (5)$$

derivata dalla (1) assumendo 0.42 al posto di 0.5 per tener conto di un fattore di sovrarresistenza pari a 1.2, specificando che la larghezza  $b$  è la distanza tra le flange delle colonne ed adottando per  $\alpha_i$  l'espressione (2).

Per la validità delle suddette relazioni il rapporto  $b/h$  deve risultare compreso tra i limiti 0.8-2.5.

Le norme AISC 2007 (seismic provision) classificano i pannelli in compatti, non compatti e snelli a seconda del rapporto  $b/t$ . In figura 1 è riportato il rapporto tra il carico di buckling ed il carico ultimo al variare del rapporto  $b/t$ . Il parametro  $c$  calcolato come segue, permette di poter classificare il pannello anche tenendo conto della tensione di snervamento.

$$c = \left[ \frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \cdot \frac{E}{f_y} \quad (6)$$

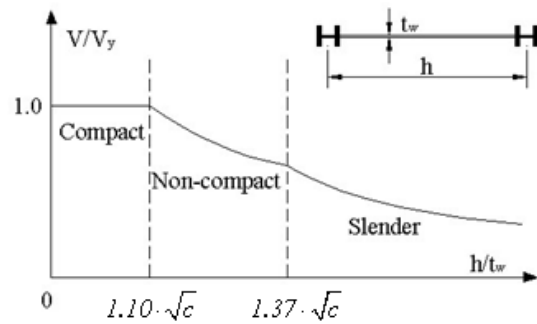


Figura 1. Classificazione del pannello secondo AISC

Per i pannelli in esame  $b/t$  risulta maggiore di 500, quindi il carico di instabilità previsto è molto basso rispetto al carico ultimo.

### 3. INDAGINI SPERIMENTALI

Le principali prove reperibili in bibliografia sono state eseguite su modelli in scala 1/3 o 1/4 aventi i pannelli in lamiera di acciaio di spessore compreso tra 0.75 e 2.65 mm, vincolati lungo tutto il contorno sia con bulloni che per mezzo di saldatura.

Dette prove hanno evidenziato il miglior comportamento dei pannelli saldati rispetto a quelli bullonati, che riducono l'efficienza del sistema al crescere dell'interasse dei bulloni.

I pannelli bullonati presentano rispetto a quelli saldati minore rigidità iniziale e un più basso valore del carico per cui avviene il cambio di pendenza del diagramma  $F-\delta$ .

Le prove eseguite dagli autori sono state condotte su modelli in scala 1/2, con pannelli di dimensioni 1500 x 1150 mm, presso il laboratorio sperimentale DISMATT di Canicattì (AG), secondo le procedure della *European Convention for Constructional Steelwork* - ECCS 45 del 1986 (figura 2).

Per motivi connessi alla ripetibilità delle prove si è preferito ricorrere alla soluzione di collegare i pannelli ad un angolare saldato al telaio di bordo per mezzo di bulloni.

Tale soluzione, pur penalizzando la rigidità del sistema, presenta anche interesse sul piano applicativo per la possibilità di sostituire in opera pannelli danneggiati da precedenti eventi sismici (figura 3).

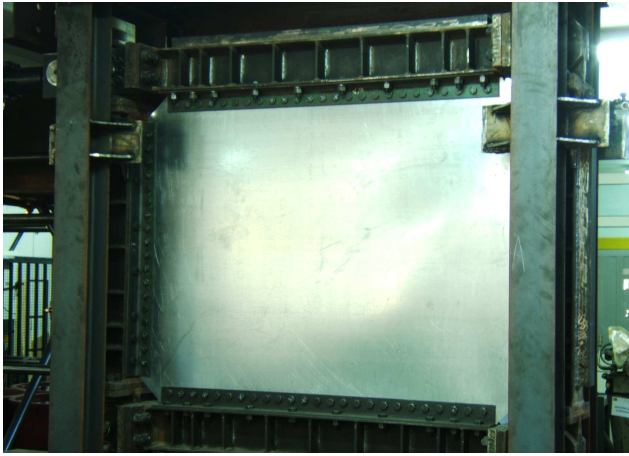


Figura 2. Telaio con pannello imbullonato lungo il perimetro sottoposto a prova

Per ogni pannello di assegnato spessore è stata condotta la prova monotonica ad incremento di spostamento. Il carico è stato applicato al traverso superiore del telaio di bordo tramite attuatore servo controllato, collegato al telaio di contrasto con snodo sferico secondo lo schema riportato in figura 4. La strumentazione di misura è costituita da un trasduttore di spostamento potenziometrico posto in testa al telaio e da rosette estensimetriche a tre griglie HBM RY11-6/120 incollate ai vertici di un reticolo tracciato sul pannello

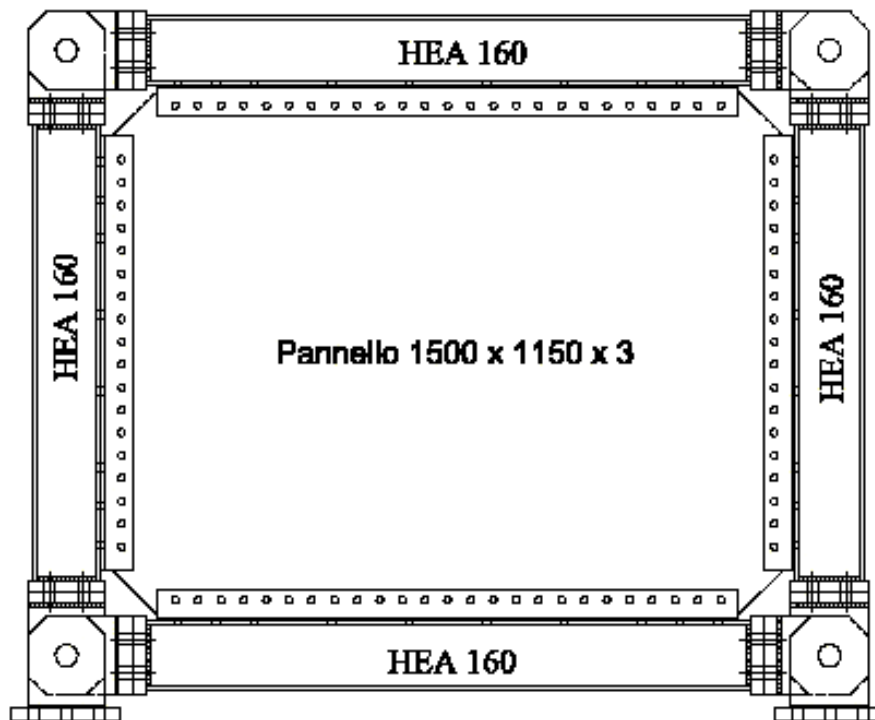


Figura 3. Dettaglio degli elementi strutturali del sistema

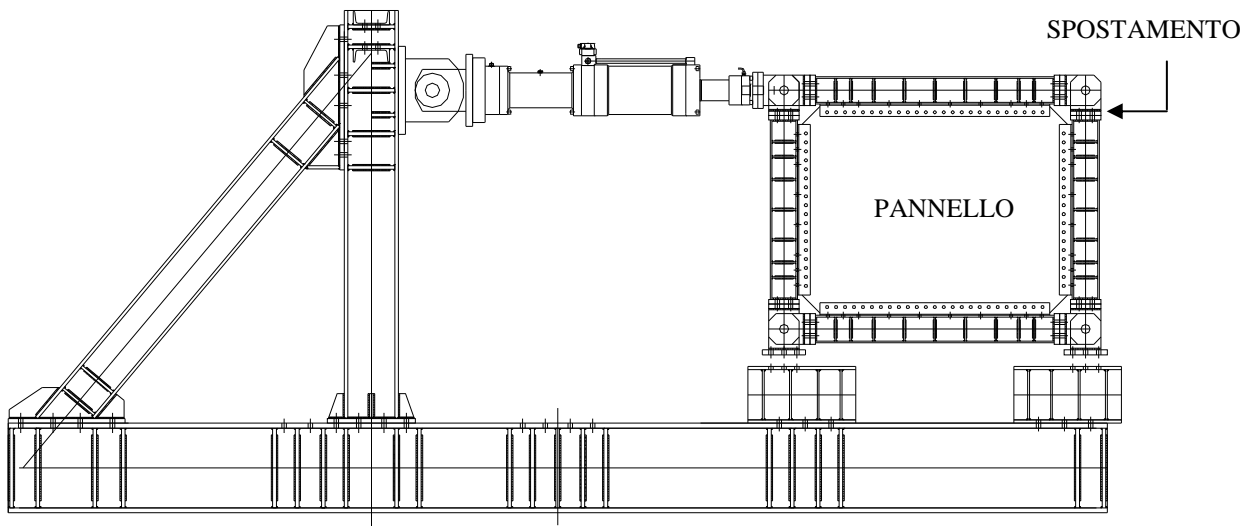


Figura 4. Schema di prova del pannello

I risultati delle prove permettono la definizione della curva  $F-\delta$  (forza orizzontale – spostamento orizzontale) dalla quale sono stati ricavati il limite convenzionale del campo elastico  $F_y$  ed il corrispondente spostamento  $\delta_y$ , preso a riferimento nelle successive prove cicliche. Il telaio di prova è stato vincolato trasversalmente, con la possibilità di scorrere nel proprio piano, minimizzando gli attriti. Per i dettagli del sistema di contrasto e della strumentazione per l'acquisizione dei dati si rimanda a precedenti note (Scibilia et al. 2003-2009).

Di seguito vengono sintetizzati i risultati delle esperienze condotte sui pannelli in acciaio di diversi spessori al fine di confrontarne il comportamento.

In tabella 1 sono riportati, per i pannelli sperimentati in tempi successivi, aventi tensione di snervamento variabile tra  $254 \text{ N/mm}^2$  a  $316 \text{ N/mm}^2$ , *convenzionalmente si è assunto il valore  $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$* , i valori dello spessore effettivo  $t$ , la forza  $V_b$  per cui si manifesta il primo imbozzamento, la forza ultima  $V_u$  raggiunta nel corso della prova ed il corrispondente spostamento orizzontale massimo  $\delta_u$ .

Per maggior sintesi le suddette ultime tre grandezze sono riportate in forma adimensionale.

Tabella 1. Sintesi dei precedenti risultati sperimentali

Riferimento	Spessore $t$ [mm]	$\frac{V_b}{1500t f_y}$	$\frac{V_u}{1500t f_y}$	$\frac{\delta_u}{1150}$
Pannelli (CTA 2005)	3.0	0.170	0.415	0.060
		0.192	0.422	0.063
Pannelli (CTA 2007)	1.4	0.071	0.460	0.052
			0.428	0.035
			0.503	0.042
Pannello (CTA 2009)	1.1	0.061	0.353	0.052
	1.7	0.065	0.464	0.074

Il diagramma forza – spostamento orizzontale evidenzia un andamento bilatero, come mostrato in Figura 5, relativo alla prova eseguita sul secondo pannello di spessore 3 mm.

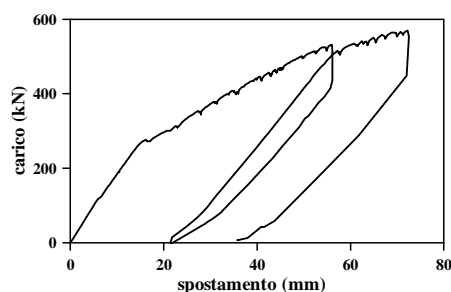


Figura 5. curva forza spostamento per pannello di spessore 3mm.

#### 4. MODELLI DI CALCOLO

Nelle precedenti note sono stati riportati i risultati di una modellazione delle prove agli

elementi finiti, considerando il telaio di contorno incernierato agli estremi e il pannello connesso rigidamente al telaio.

Si è sviluppata un'analisi non lineare tramite il programma di calcolo A.D.I.N.A. (R & D, Inc., 2003) adottando per l'acciaio legami costitutivi trilineari dedotti dalla sperimentazione su provini ricavati dalle lastre, tenendo conto delle reali condizioni di prova. Tutti gli elementi strutturali (travi e pannelli) sono stati modellati con elementi SHELL a 8 nodi con 5 gradi di libertà, mentre per simulare le cerniere sono stati utilizzati elementi *spring* fra superfici. E' stata introdotta una imperfezione iniziale della lamiera assegnando al pannello la forma modale corrispondente al I modo di instabilità. Il sistema caricato orizzontalmente con spostamento imposto ed è stato portato sino alla condizione di collasso definita dalla deformazione ultima del materiale (10%).

La modellazione con elementi SHELL predice correttamente il carico e lo spostamento ultimo del sistema, ma sovrastima la rigidità iniziale, a causa dei giochi foro – bullone che non stati tenuti in considerazione. In figura 6 e' riportato il sistema nella sua configurazione deformata ed e' mostrato l'andamento delle tensioni.

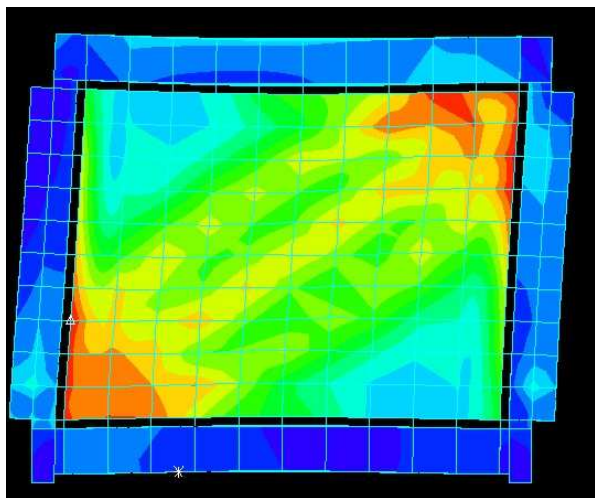


Figura 6. Modello FEM del sistema – andamento delle tensioni

La risposta in termini di forza spostamento valutata dal modello permette di prevedere il carico ultimo del pannello ed il valore dello spostamento ultimo, ma, come mostrato in figura 7, assume per il pannello una rigidità iniziale maggiore di quella effettiva.

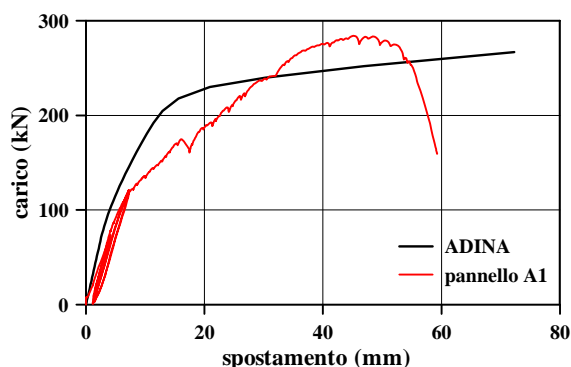


Figura 7. curva sperimentale e curva dedotta dal modello FEM per un pannello di spessore 1.4 mm

Per la valutazione del carico critico  $V_b$  e della forza ultima  $V_u$  e' possibile adottare formulazioni semplificate, facenti riferimento alle anime delle travi prive di irrigidimenti longitudinali.

I pannelli sottili non irrigiditi, soggetti al taglio  $V$ , si instabilizzano in corrispondenza di un valore critico del carico  $V_b = \tau_{cr} b t$ , essendo  $b$  la larghezza del pannello ( $b=1500\text{mm}$ ),  $t$  il suo

spessore e  $\tau_{cr}$  la tensione critica, espressa dalla seguente relazione:

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (7)$$

dove il coefficiente  $k$  dipende dalle condizioni di vincolo. Secondo Elgaaly (1998) per i sistemi in esame il coefficiente più appropriato è 10.3.

Superato tale valore critico si assiste alla formazione di bande diagonali di trazione, per la cui larghezza sono state formulate diverse teorie (Dubas 1986), di seguito particolarizzate.

Rode propone di sostituire il pannello con una biella equivalente inclinata secondo la diagonale avente larghezza pari a  $50 t$ . Formulazioni più accurate sono state proposte da Basler, il quale sostituisce il pannello con una banda in trazione ancorata alle sole colonne, evidenziata in figura 8a, avente inclinazione  $\varphi = \theta/2$  essendo  $\theta$  l'angolo formato dalla diagonale del pannello con l'orizzontale. La sezione trasversale resistente vale  $g \cdot t$  ove  $g$  è desumibile dalla seguente relazione:

$$g = (h - b \tan \varphi) \cos \varphi \quad (8)$$

La (8) e' indipendente dallo spessore  $t$  del pannello. Essendo la  $\tau_{crit}$  trascurabile rispetto a  $f_y$ , in relazione alla notevole snellezza del pannello, il taglio  $V_u$  può essere dedotto dall'equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$V_u = g t f_y \cos \varphi \quad (9)$$

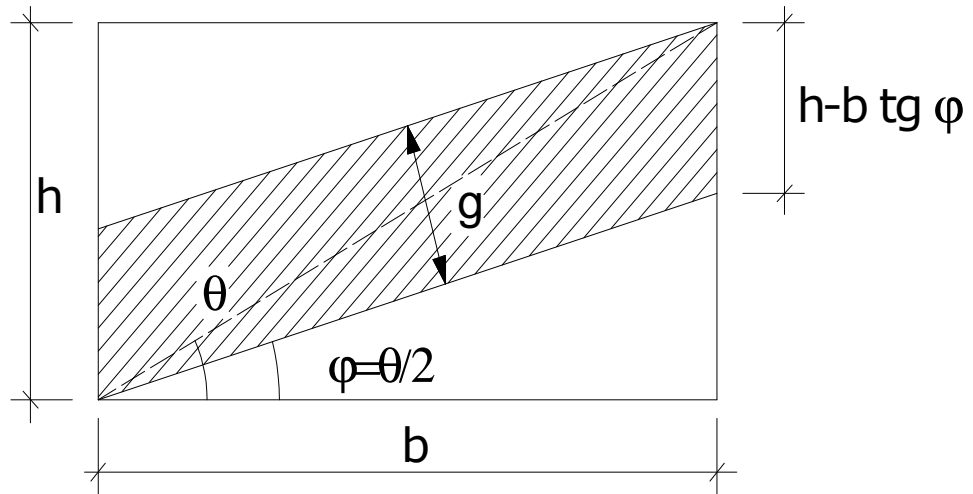
Nel caso in esame  $\theta$  e' pari a circa  $38^\circ$ , da cui risulta  $\varphi = 19^\circ$ ,  $g = 607\text{mm}$ , e il taglio  $V_u$  adimensionalizzato rispetto a  $b t f_y$  assume un valore costante e pari a 0.384 indipendentemente dallo spessore.

Una formulazione più accurata e' data dal Cardiff Method che ancora la banda diagonale sia alle colonne che alle travi del telaio, considerando anche la resistenza flessionale del telaio di contorno, introdotta attraverso il momento plastico  $M_R^t$  delle travi. Con riferimento alla figura 8b la larghezza  $d_t$  e l'angolo  $\varphi$  assumono le seguenti espressioni:

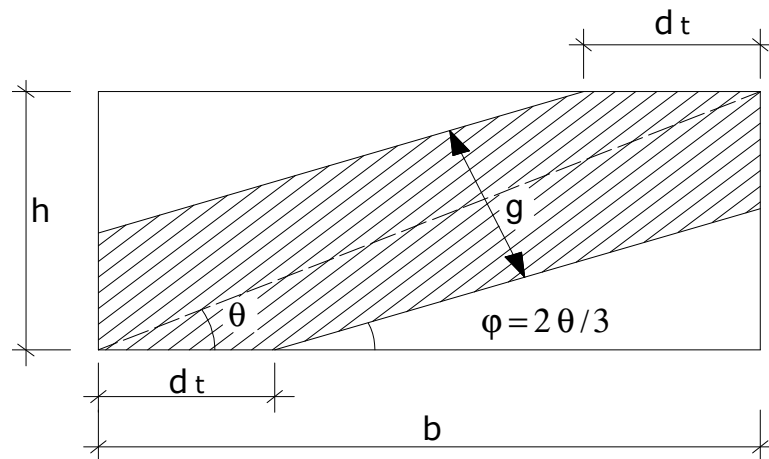
$$d_t = \frac{2}{\sin \varphi} \sqrt{\frac{M_R^t}{2 f_y t}} \quad \text{con} \quad \varphi = \frac{2}{3} \theta \quad (10)$$

Pertanto l'espressione del taglio ultimo diviene:

$$V_u = f_y t b \sin^2 \varphi \left[ \cot \varphi - \cot \theta + \frac{2}{b} d_t \right] \quad (11)$$



a) Banda diagonale secondo Basler



b) Banda diagonale secondo il Cardiff method

Figura 8. Modelli per il calcolo della banda di tensione, a) Basler, b) Cardiff method

Tabella 2. Sintesi dei risultati determinati secondo AISC e le schematizzazioni (9) e (11)

Riferimento	Spessore $t$ [mm]	Angolo biella $\alpha$	$b_{equ}$ [mm]	$\frac{V_b^{(7)}}{1500t f_y}$	$\frac{V_u^{AISC}}{1500t f_y}$	$\frac{V_u^{(9)}}{1500t f_y}$	$\frac{V_u^{(11)}}{1500t f_y}$
Pannelli (CTA 2005)	3.0	40.62	434	0.0261	0.4151	0.384	0.307
Pannelli (CTA 2007)	1.4	42.14	202	0.0057	0.4179	0.384	0.381
Pannello (CTA 2009)	1.1	42.57	159	0.0035	0.4184	0.384	0.410
	1.7	41.77	246	0.0083	0.4173	0.384	0.359

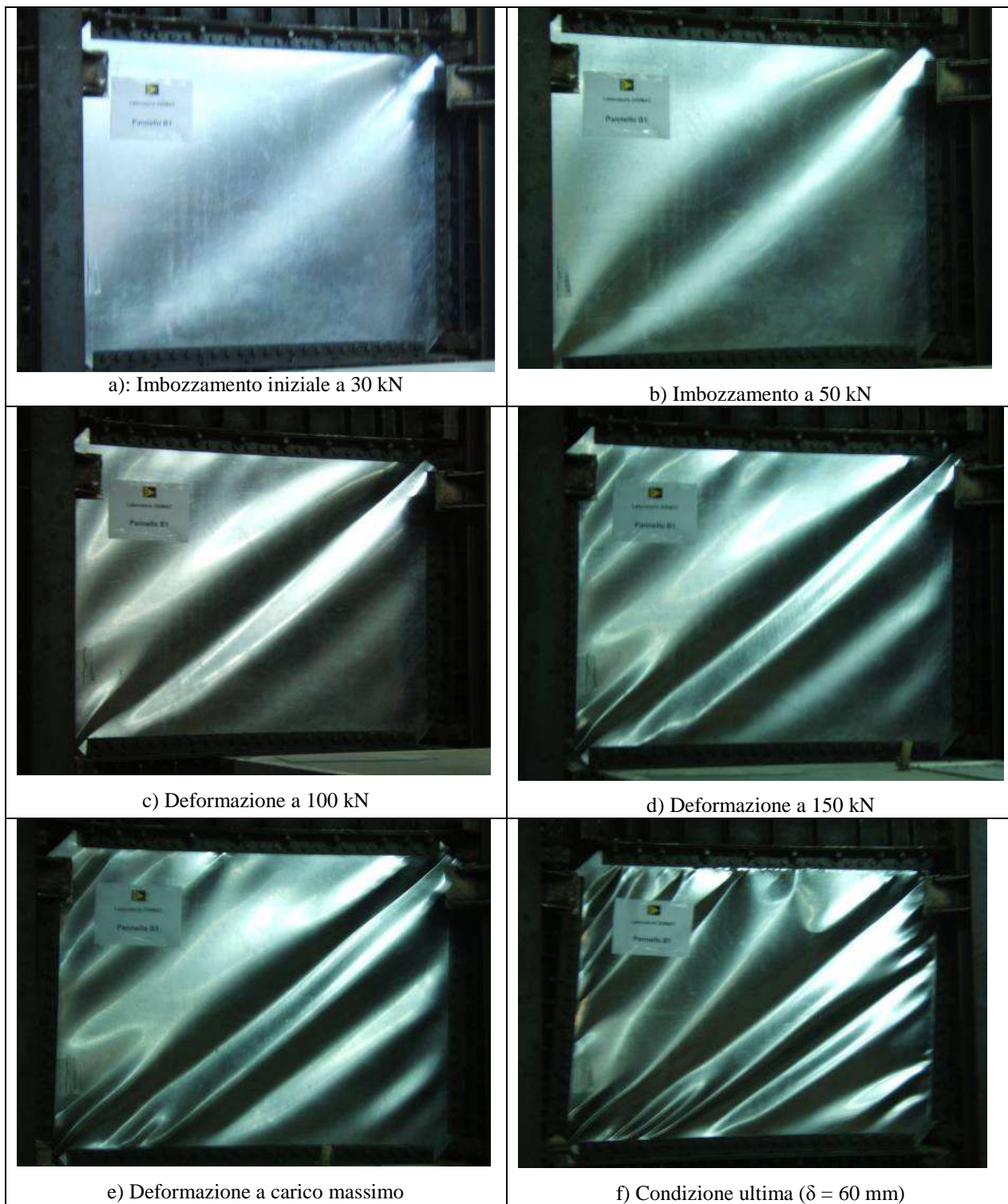


Figura 9- Deformazione del sistema al variare del carico per il pannello di spessore 1.1mm

I risultati sperimentali sono sostanzialmente in accordo con quelli ottenuti dalle norme AISC nelle quali l'utilizzo del fattore 0.42 tiene conto della sovra-resistenza dell'acciaio. Tra i metodi sopracitati si osserva che il modello di Rode non permette di ottenere risultati attendibili, mentre formulazioni più accurate, come quella proposta da Basler ed il Cardiff method, consentono di ottenere risultati prossimi a quelli sperimentali.

I valori ottenuti con i suddetti metodi e con la AISC sono risultati sempre conservativi rispetto ai risultati sperimentali, con eccezione del pannello di spessore 1.1 mm per il quale si è riscontrato un valore sperimentale del taglio ultimo adimensionale pari a 0.353 inferiore ai valori teorici pari rispettivamente a 0.418 (AISC), 0.384 (Basler), 0.410 (Cardiff).



## 5 CONCLUSIONI

La nota è relativa al comportamento di pannelli in acciaio utilizzati come pareti di taglio, vincolati con bulloni ad un telaio di contorno costituente un quadrilatero articolato. Sono riportati i risultati sperimentali relativi a precedenti campagne di indagini condotte su modelli in scala 1:2 e alcuni metodi di calcolo proposti dalle norme AISC e reperibili in bibliografia in riferimento alle anime delle travi in acciaio soggette a taglio. I confronti effettuati tra i dati sperimentali, le formulazioni normative e i metodi presi in esame, confermano la validità delle relazioni fornite. I risultati non conservativi sono relativi soltanto ai pannelli estremamente sottili ( $t=1.1$  mm), aventi rapporto  $b/t=1364$  che difficilmente si riscontrano nelle applicazioni costruttive, per le quali è bene non superare il limite di 500.

I modelli FEM per i pannelli bullonati lungo il contorno consentono di centrare il carico di collasso del pannello, ma ne sovrastimano lo spostamento ultimo e la rigidità iniziale. Quest'ultima risulta particolarmente ridotta già nelle prime fasi di carico del pannello.

## BIBLIOGRAFIA

- ADINA - Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis – 8.0, R & D, Inc., 2003.
- Astaneh –Asl, A., (2001) Seismic Behavior and design of Steel Shear Wall - SEONC seminar. Structural Engineering Assoc. Of Northern California, november 7,2001, San Francisco.
- Astaneh –Asl, A., Seismic Behavior and design of composite Steel Plate Shear Wall – Steel tips, university of California Berkeley, May 2002.
- Astaneh-Asl, A., 2000, “Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls” Steel Technical information and Product Services Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA
- Astaneh-Asl, A. and Zhao, Q., (2001), "Cyclic Tests of Steel Shear Walls", Report Number UCB/CE-Steel-01/01, Department of Civil and Env. Engr., Univ. of California, Berkeley, August.
- Barrecchia E., Della Corte G., Mazzolani F.M., Analisi numerico sperimentale di link per controventi eccentrici in acciaio XX Congresso CTA, Ischia, 26-28 settembre 2005, 49-56.
- Berman J. W., Seismic behavior of code designed steel plate shear walls, Engineering Structures **Vol. 33** (2011)pp. 230–244
- Berman J., Bruneau M., Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, ASCE **Vol.129** No.11(2003) pp 1448-1456
- Bruneau, M., Berman, J., Lopez-Garcia, D., Vian, D., (2007). “A Review of Steel Plate Shear Wall Design Requirements and Research”, Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction, **Vol.44**, No.4, pp. 27-34.
- Caccese, V. and Elgaaly, M., (1993) “Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load”, J. of Str. Engrg., ASCE, **Vol.119**, n. 2, pp. 573-587.
- De Matteis G., Landolfo R., Mazzolani F.M., Seismic response of MR steel frames with low-yield steel shear Panels, Engineering Structures **25** (2003) 155–168
- Driver, R.G., Kulak, Elwi, A. E. and G. L., Kennedy, D.J.L., (1998) “Cyclic Tests of Four-Story Steel Plate Shear Wall”, Journal of St. Eng., ASCE **Vol. 124**, No. 2, Feb., pp. 112-120.
- Driver J.S., Grodin G.Y., Analysis of Steel Plate Shear Walls using the modified Strip Model, Structural Engineering Report No. 261, 2005, Dept. of civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Dubas P., Gehri E., Behaviour and Design of Steel Plate Structures, ECCS TC8, 1986.
- CSA, (Canadian Standard Association). (1994). CAN/CSA-S16.1-94, Limit States Design of Steel Structures. Sixth Edition, Willowdale, Ontario, Canada.
- Elgaaly M., Thin steel plate shear walls behavior and analysis, Thin-Walled Structures **32** (1998) 151–180
- Esfandiari R., Barkhordari M.A., Investigation behaviour thin steel plate shear walls, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing China 12-17 oct. 2008.
- Formisano A., De Matteis G., Panico S., Mazzolani F.M., Adeguamento sismico di una struttura esistente in c.a. mediante pannelli a taglio in acciaio: la soluzione progettuale proposta XX Congresso CTA, Ischia, 26-28 settembre 2005, 475-482.
- Ghomi S. S., Ventura C. E., Kharrazi M. H. K., Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls, ASCE, June 2005 pp. 878-889.
- Panico S., De Matteis G., Mazzolani F.M., Prove cicliche su pannelli a taglio in alluminio con irrigidimenti saldati XX Congresso CTA, Ischia, 26-28 settembre 2005, 657-666.
- Rezai, M., Ventura, C. E. and Prion, H.G.L. (2000). Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shear walls. Proceedings, 12th World Conf. on Earthquake Engineering.

Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, ECCS, n.45, 1986.

Scibilia N., Sacco M. M., Design of steel plate shear walls in high-rise buildings, IV Intern. Conf. on behaviour of steel structures in seismic areas, Napoli, 577-583, 2003.

Scibilia N., Sacco M. M., Analisi post-critica di telai controventati con pannelli in lamiera d'acciaio, XIX Congresso CTA, Genova, **Vol. II**, 143-152, 2003.

Scibilia N., Lo Giudice E., Sacco M. M., Indagine sperimentale sul comportamento di pareti sismiche in acciaio sottoposte a taglio, XX Congresso CTA, Ischia, 26-28 settembre 2005, 725-732.

Scibilia N., M. Gallo, Lo Giudice E., Sacco M. M., Indagine sperimentale sul comportamento ciclico di pannelli sottili di controvento di telai in acciaio, XXI Congresso CTA, Catania, 1-3 ottobre 2007, 469-476.

Scibilia N., M. Gallo, Lo Giudice E., Sacco M. M., Ulteriori indagini sperimentali sul comportamento di pannelli sottili in acciaio di controvento, XXII Congresso CTA, Padova, 1-3 ottobre 2009, 469-476.

Seilie I. F., Hooper J. D., Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction, North America Steel Construction conference, April 2005, Modern Steel Construction.

Thorburn L.J., Kulak G.L., Montgomery C.J., Analysis of Steel Plate Shear Walls, Structural Engineering Report **No. 107**, (1983), Dept. of civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

Timler, P. A. (1988) "Design Procedures Development, Analytical Verification, and Cost Evaluation of Steel Plate Shear Wall Structures", Technical Report No. 98-01, Earthquake Engrg. Research, Facility, Dept. of Civil Engineering, Univ. of British Columbia, Canada

Topkaya C., Atasoy M., Lateral stiffness of steel plate shear wall systems, Thin-Walled Structures **Vol.47** (2009) pp. 827-835