



Modellazione di nodi trave-pilastro esterni di telai in cemento armato soggetti ad azioni cicliche

Paolo Riva

Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università degli Studi di Bergamo, viale Marconi 5, 24044 Dalmine (BG), Italia.

Giovanni Metelli, Beschi Consuelo, Francesco Messali

Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente, Università degli Studi di Brescia, via Branze 43, 25123 Brescia, Italia.

Keywords: r.c. structures, beam-column joints, analytical and numerical model, bond-slip.

ABSTRACT:

È ormai generalmente riconosciuto che i nodi trave-pilastro costituiscono una regione critica nelle strutture a telaio in c.a. soggette ad azioni sismiche di notevole intensità. Il comportamento del nodo influenza significativamente la risposta dell'intero sistema strutturale in termini sia di deformabilità che di resistenza, in particolare nel caso di nodi esterni di telai progettati per soli carichi gravitazionali.

In questa memoria viene presentato un modello per componenti in grado di descrivere il comportamento di tale tipologia di nodi. Il modello permette di considerare separatamente la deformazione a taglio del nodo e le rotazioni delle sezioni di interfaccia trave-pilastro legate alla perdita di aderenza delle barre d'armatura nel nodo. Il modello proposto può costituire una semplice alternativa ai più complessi Multi Spring Models presentati in letteratura che, pur rappresentando adeguatamente il comportamento non lineare del nodo, presentano difficoltà intrinseche connesse alla definizione di alcuni parametri.

Nella prima parte del lavoro sono presentati i metodi adottati per la stima della resistenza e della rigidità dei nodi usati per calibrare le diverse componenti del modello. Il modello per componenti viene, infine, validato attraverso il confronto con i risultati sperimentali di una prova ciclica su un nodo esterno, presente in letteratura.

1 INTRODUZIONE

Secondo le attuali normative antisismiche (D.M. 14/01/2008, EN 1998-1 2005) la progettazione delle nuove costruzioni si basa sul criterio della gerarchia delle resistenze, così da favorire il comportamento duttile delle strutture. Tuttavia, in Italia una vasta percentuale del patrimonio edilizio è composta da edifici in c.a. progettati per i soli carichi gravitazionali. L'osservazione degli effetti dei terremoti del passato ha evidenziato come, spesso, siano i meccanismi meno duttili (quindi più pericolosi) a causare severi danneggiamenti o il crollo di tali edifici. Tra questi meccanismi si annovera il collasso dei nodi trave-pilastro, legato al superamento della resistenza a taglio e alla perdita di aderenza delle barre d'armatura.

Per questa ragione, è ormai generalmente riconosciuto che i nodi trave-pilastro costituiscano una regione critica nelle strutture a telaio in c.a.

soggette ad azioni sismiche di elevata intensità. In particolare, studi sperimentali condotti presso il laboratorio dell'Eucentre di Pavia (Calvi et al. 2001) hanno evidenziato che i nodi trave-pilastro esterni non solo possono rappresentare l'elemento più debole di una struttura a telaio, ma ne condizionano fortemente anche il comportamento globale in termini di deformabilità.

In Calvi et al. (2001) l'analisi sperimentale condotta in scala 2:3 su un telaio piano in c.a. realizzato con dettagli tipici della pratica costruttiva italiana degli anni '60-'70 ha permesso di osservare un significativo danneggiamento dei nodi esterni fra primo e secondo piano e la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri del piano terra (Fig. 1). Tale fenomeno è stato confermato anche durante il recente terremoto di L'Aquila. Si sviluppa, dunque, un meccanismo di collasso differente da quello previsto nel caso di una modellazione rigida dei nodi, per il quale si prevedrebbe un meccanismo di piano sofficce.

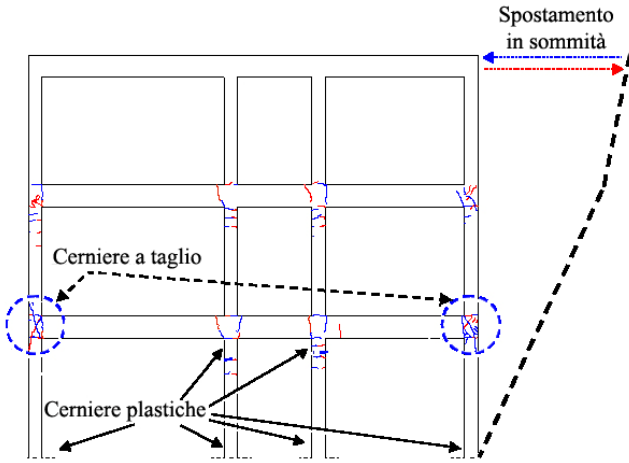


Figura 1. Meccanismo di collasso globale per un telaio in c.a. (Calvi et al. 2001).

Nonostante l'evidenza sperimentale, generalmente nelle analisi non-lineari statiche e dinamiche delle strutture a telaio la deformabilità dei nodi trave-pilastro non viene tenuta in conto, considerando il pannello nodale come infinitamente rigido e resistente e effettuando solo a posteriori una verifica della resistenza dei nodi (Lima et al. 2010). Negli ultimi vent'anni sono stati proposti numerosi modelli agli elementi finiti che consentono di valutare il comportamento di nodi soggetti ad azioni cicliche (Alath and Kunnath 1995; Biddah and Ghobarah 1999; Youssef and Ghobarah 2001; Pampanin et al. 2002; Lowes and Altoontash 2003; Favvata et al. 2008). La complessità di tali modelli ha limitato la loro applicabilità all'ambito della ricerca senza fornire uno strumento relativamente semplice per lo studio della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti.

Nel presente lavoro si propone un semplice modello agli elementi finiti della regione nodale per nodi esterni di telai in c.a. progettati per soli carichi verticali. In particolare si approfondisce lo studio del comportamento di nodi, con dettagli tipici della pratica costruttiva italiana degli anni '60-'70, che prevedevano generalmente l'impiego di barre lisce ancorate mediante uncini e l'assenza di staffe. L'aspetto saliente dello studio consiste nella modellazione per componenti del nodo, permettendo di considerare separatamente la deformazione a taglio del pannello nodale e le rotazioni localizzate nelle sezioni di interfaccia fra il nodo e gli elementi ad esso collegati. Per questo scopo si prevede l'utilizzo di sole quattro molle rotazionali a comportamento non lineare.

Il modello, validato attraverso il confronto con i principali risultati sperimentali pubblicati nella letteratura scientifica, viene utilizzato per orientare la progettazione di una prova sperimentale di un nodo esterno di un telaio in c.a., con dettagli costruttivi tipici degli anni '60-'70.

2.1 Valutazione della resistenza del nodo

Date la complessità e l'incertezza legate alla previsione del comportamento di un nodo esterno, nella modellazione per componenti la resistenza del nodo è stata stimata mediante due approcci alternativi, scelti per la loro semplicità e affidabilità tra i numerosi presenti in letteratura: nel primo approccio, rinominato in questo lavoro PSLM (*Principal Stress Limitation Model*), la resistenza è governata dallo sforzo principale massimo a trazione raggiunto all'interno del pannello nodale. Tale metodo è stato proposto specificatamente per nodi non confinati e la sua efficacia è già stata verificata in diversi lavori (Priestley 1996; Hakuto et al. 2000; Calvi et al. 2001; Masi et al. 2009). Nel secondo, denominato MSSTM (*Modified Softened Strut-and-Tie Model*), viene proposto un adattamento del metodo a tirante-puntone proposto per nodi confinati (Hwang and Lee 1999), caratterizzato da una migliore rappresentazione dal punto di vista fisico del fenomeno considerato rispetto al primo metodo PSLM.

2.1.1 PSLM (*Principal Stress Limitation Model*)

In letteratura, numerosi autori (Priestley 1996; Hakuto et al. 2000; Calvi et al. 2001; Masi et al. 2009) suggeriscono di calcolare la resistenza a taglio di un nodo basandosi sulla limitazione del massimo valore dello sforzo principale di trazione raggiunto nel pannello nodale. Tale supposizione è ragionevolmente corretta nel caso in cui si considerino nodi privi di armatura di confinamento e, dunque, il solo calcestruzzo contribuisca al meccanismo resistente.

Gli sforzi principali nel nodo sono calcolati attraverso le relazioni della meccanica del continuo.

Lo sforzo principale di trazione p_t in corrispondenza della prima fessurazione del nodo durante in primo ciclo di carico è calcolato nel modo seguente:

$$p_t = k_1 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

essendo f'_c è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo e k_1 è un coefficiente assunto pari a 0.2 calibrato sulla base di risultati (Calvi et al. 2001).

Lo sforzo di taglio resistente massimo del pannello nodale, considerato uniforme, è definito come:

$$v_{jh} = k_1 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + f_a / (k_1 \sqrt{f'_c})} \quad (2)$$

dove f_a è lo sforzo di compressione medio agente sulla sezione del pilastro.

La resistenza del pannello nodale è calcolata secondo la seguente espressione:

$$V_{jh} = v_{jh} b_j h_j \quad (3)$$

essendo b_j la larghezza effettiva del nodo ed h_j la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro.

2.1.2 MSSTM (Modified Softened Strut and Tie Model)

Il modello proposto, adattamento del Softened Strut-and-Tie Model (Hwang and Lee 1999), ipotizza la sovrapposizione di tre meccanismi a puntoni e tiranti che si formano all'interno del pannello nodale e prevedono la presenza di diagonali compresse di calcestruzzo non fessurato e tiranti costituiti dalle staffe e dall'armatura longitudinale del pilastro (Fig. 2). Per valutare la resistenza ultima a taglio del nodo si ricorre a un procedimento iterativo nel quale ad ogni passo devono essere soddisfatte le equazioni di equilibrio, di congruenza e il legame costitutivo dei materiali (Fig. 3).

La resistenza ultima del nodo si raggiunge quando lo sforzo calcolato è pari al valore massimo che il calcestruzzo fessurato può sopportare in compressione (Zhang and Hsu 1998):

$$\sigma_d = \sigma_{d,lim} = \zeta f'_c \quad (4)$$

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1+400 \epsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1+400 \epsilon_r}} \quad (5)$$

in cui σ_d è lo sforzo principale medio nella direzione d del puntone diagonale; ζ è il coefficiente di softening (Fig. 4); f'_c è la resistenza cilindrica a compressione; ϵ_d e ϵ_r sono le deformazioni principali medie nelle direzioni d e r (ortogonale a d). Ovviamente la procedura sfrutta le note equazioni di congruenza per il calcestruzzo armato fessurato relazionando le deformazioni principali ϵ_d e ϵ_r con le deformazioni verticali e orizzontali ϵ_v e ϵ_h .

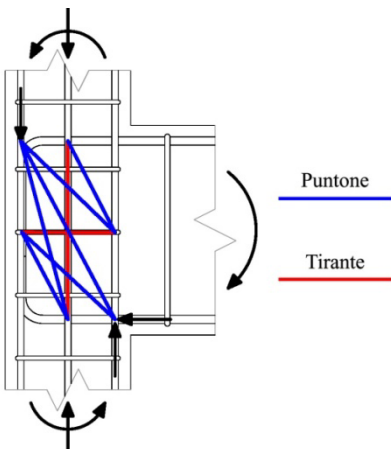


Figura 2. Modello SSTM a puntoni e tiranti nel nodo (Hwang and Lee 1999).

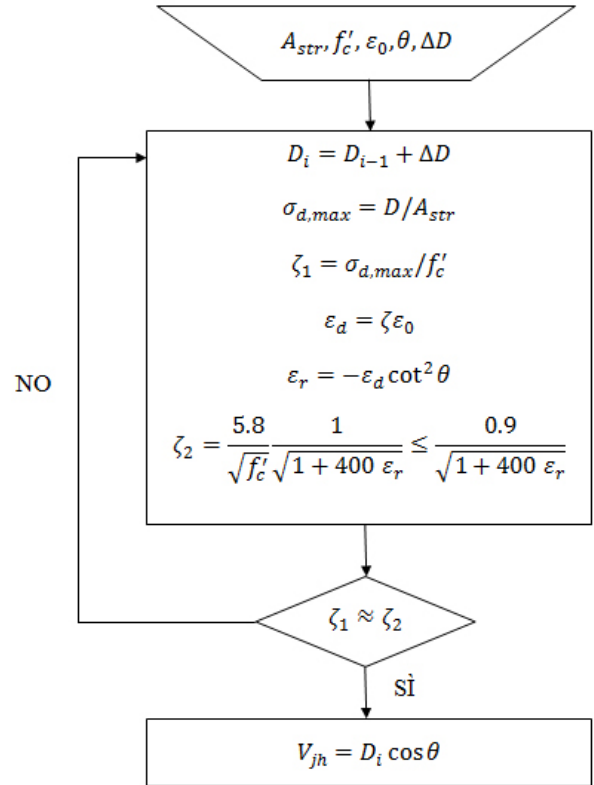


Figura 3. Diagramma di flusso per il calcolo iterativo della resistenza a taglio del nodo.

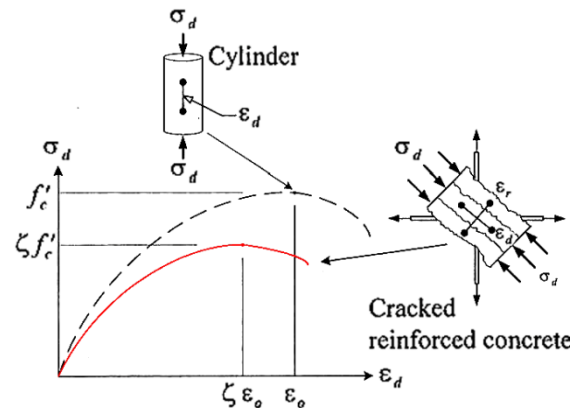


Figura 4. Curva sforzo-deformazione in compressione del calcestruzzo (Hwang and Lee 1999).

Relativamente alla tipologia di nodi considerata, data l'assenza sia dell'armatura di confinamento sia dell'armatura longitudinale intermedia nel pilastro, l'unico meccanismo a puntoni e tiranti che può attivarsi è quello che prevede la formazione di un unico puntone di calcestruzzo, che attraversa diagonalmente tutto il pannello nodale (Fig. 5).

Dalle evidenze sperimentali si è osservato che il puntone inizia a formarsi esternamente alla regione nodale e risulta, quindi, più inclinato di quanto supposto in (Hwang and Lee, 1999), come mostrato in Figura 5.

S'ipotizza, perciò, un'inclinazione del puntone pari a:

$$\theta = \arctan(h_p/b_p) \quad (6)$$

con:

$$h_p = h_b + h_c/4 - c \quad (7)$$

$$b_p = h_c - a_c/2 - c \quad (8)$$

$$a_c = [0.25 + 0.85 N/(A_g f_c')] h_c \quad (9)$$

essendo h_b l'altezza della trave, h_c la larghezza del pilastro, c il copriferro e a_c l'altezza della porzione compressa della sezione del pilastro, N è l'azione assiale nel pilastro, A_g è l'area del pilastro.

Inoltre, la larghezza del puntone di calcestruzzo nel nodo è calcolata con la seguente espressione:

$$a'_c = a_c \sin \theta \quad (10)$$

diversamente da quanto proposto in (Hwang & Lee, 1999), in cui viene considerata pari ad a_c .

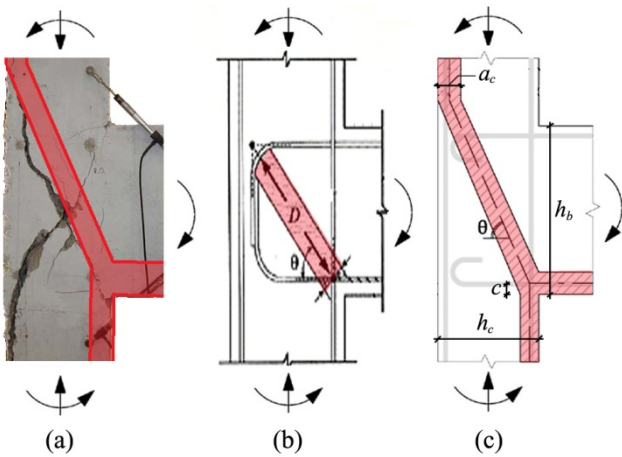


Figura 5. Inclinazione del puntone resistente diagonale: (a) prove sperimentali (Calvi et al. 2001); (b) SSTM (Hwang and Lee, 1999); (c) MSSTM.

2.1.3 Validazione dei metodi proposti

Per verificare la validità delle modifiche proposte per l'adattamento del SSTM, è stata svolta un'analisi comparativa utilizzando i dati sperimentali disponibili in letteratura (Calvi et al. 2001; Akguzel and Pampanin 2008; Kam et al. 2008; Hakuto et al. 2000). La denominazione dei diversi campioni è riportata nella Tabella 1; si noti che tutti i campioni presentano barre lisce, con l'eccezione del nodo O7 che adotta barre ad aderenza migliorata, piegate a 90° esternamente al nodo.

Sulla base dei dati analizzati, risulta evidente come il metodo PSLM, il cui coefficiente è calibrato sulla base dei risultati sperimentali relativi a questa tipologia di nodi (Calvi et al. 2001), fornisca una stima attendibile dei risultati sperimentali. Viceversa, il metodo SSTM sovrastima largamente i risultati sperimentali (dal 25 al 120%) e si dimostra, pertanto, inadeguato per lo studio di

questa tipologia di nodi. Al contrario, le modifiche apportate (MSSTM), che riducono la stima della resistenza mediamente del 40%, consentono di ottenere una migliore corrispondenza con i dati sperimentali (Tabella 1).

Tabella 1: errore medio nella stima della resistenza dei nodi considerati utilizzando i diversi metodi proposti.

NODO	ERRORE [%]		
	PSLM	SSTM	MSSTM
T1 (Calvi et al 2001)	+11.8	+49.3	-7.4
T23-1 (Braga et al. 2001)	+13.4	+27.4	-25.3
2DB (Akguzel and Pampanin)	+12.7	+67.1	+4.9
2D-B (Kam et al. 2008)	+3.9	+25.1	-24.6
O7 (Hakuto et al.)	-13.6	+118	+24.6
MEDIA [%]	+5.6	+57.4	-5.6

Sulla base dei dati analizzati, risulta evidente come il metodo PSLM, il cui coefficiente è calibrato sulla base dei risultati sperimentali relativi a questa tipologia di nodi (Calvi et al. 2001), fornisca una stima attendibile dei risultati sperimentali. Viceversa, il metodo SSTM sovrastima largamente i risultati sperimentali (dal 25 al 120%) e si dimostra, pertanto, inadeguato per lo studio di questa tipologia di nodi. Al contrario, le modifiche apportate (MSSTM), che riducono la stima della resistenza mediamente del 40%, consentono di ottenere una migliore corrispondenza con i dati sperimentali (Tabella 1).

2.2 Valutazione della rigidezza del nodo

La deformazione complessiva del nodo viene considerata come il risultato della somma di due contributi disaccoppiati con comportamento non lineare: il primo legato alla deformabilità a taglio del pannello nodale, il secondo alle rotazioni localizzate nelle sezioni d'interfaccia fra il nodo e gli elementi ad esso collegati, dovute alla perdita di aderenza delle barre longitudinali d'armatura all'interno del nodo (Fig. 6).

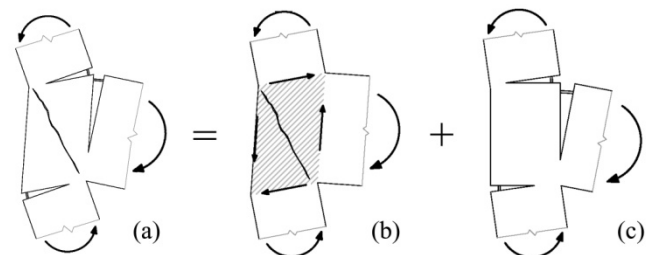


Figura 6. Deformazione totale del nodo (a); deformazione a taglio del pannello (b); rotazioni localizzate e scorrimento delle barre d'armatura (c).

2.2.1 Deformazione a taglio del nodo

Per quanto riguarda la valutazione della deformazione a taglio del pannello nodale, si determina la rotazione relativa che si ottiene fra trave e pilastro in corrispondenza della massima resistenza a taglio del nodo (Fig. 6.b). Si riporta il calcolo svolto con entrambi i metodi descritti.

Utilizzando il metodo PSLM si determinano lo sforzo di taglio resistente massimo nel nodo e la deformazione corrispondente attraverso la teoria della meccanica del continuo:

$$\gamma_{jh} = \frac{1}{G} v_{jk} = \frac{2(1+\nu)}{E} v_{jh} \quad (11)$$

essendo v_{jh} lo sforzo di taglio massimo calcolato secondo l'equazione (2).

Nel metodo MSSTM, poiché la resistenza a taglio del nodo è basata sulla resistenza a compressione del puntone diagonale, si determina la rotazione corrispondente alla massima resistenza a compressione del calcestruzzo. La deformazione a taglio γ_{jh} dipende dalla deformazione del puntone diagonale che può essere determinata moltiplicando ε_0 (deformazione corrispondente alla resistenza cilindrica del calcestruzzo) per il coefficiente di softening ζ , individuato dall'equazione (5). Nota la deformazione del puntone, si ottiene la rotazione γ_{jh} a rottura attraverso semplici relazioni trigonometriche, trascurando l'espansione del pannello nodale nella direzione ortogonale al puntone compresso dovuta alla fessurazione diagonale del calcestruzzo (Fig. 7.b):

$$\gamma_{jh} = \gamma_H + \gamma_V = \frac{1}{2} \zeta \varepsilon_0 (\tan \theta + 1 / \tan \theta) \quad (12)$$

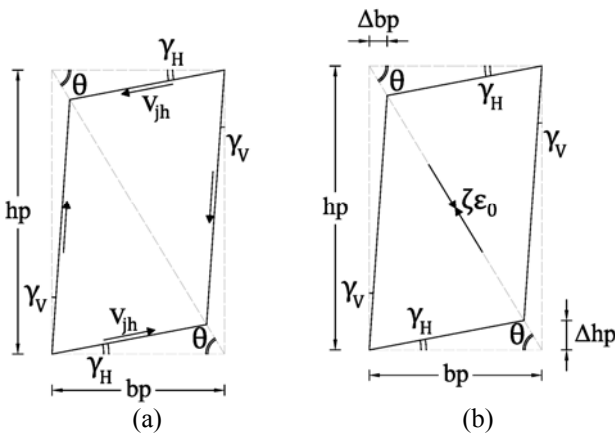


Figura 7. Deformazione del pannello nodale a rottura: (a) PSLM; (b) MSSTM.

2.2.2 Rotazione delle sezioni d'interfaccia

Per modellare il comportamento dell'aderenza è necessario valutare il contributo sia dell'uncino di estremità sia del tratto di barra rettilineo. In particolare, entrambi i contributi sono modellati come due molle in serie la cui rigidità determina la rotazione θ_B della sezione d'interfaccia membratura-nodo (Fig. 8).

Per determinare la curva di correlazione tra lo sforzo presente nella sezione di estremità dell'uncino e il relativo scorrimento sono state considerate le curve sperimentali presentati in Fabbrocino et al. (2002), bi-linearizzate secondo il metodo dei minimi quadrati (Fig. 9).

Gli sforzi di aderenza lungo i tratti rettilinei sono considerati costanti e assumono valori diversi a seconda che l'acciaio sia in campo elastico ($\tau_E = 0.3 f_{ck}^{0.5}$ - barre laminare a caldo in condizioni di buona aderenza) o snervato ($\tau_y = \Omega \tau_E$), secondo le indicazioni contenute nel NMC2010 (fib, 2010); come conseguenza, le tensioni nella barra variano in modo lineare lungo la lunghezza di ancoraggio. Si considera un legame costitutivo dell'acciaio di tipo bilineare inelastico, con una rigidità post-elastica pari allo 0.5% di quella elastica.

Per valutare lo scorrimento lungo il tratto rettilineo di barra si integrano le equazioni di equilibrio locale e di congruenza lungo la lunghezza di ancoraggio delle barre nel nodo, sempre considerando le ipotesi precedentemente riportate. Le condizioni al contorno per l'integrazione dipendono dalle diverse alternative che possono verificarsi: barre in campo elastico o snervate, uncino attivato o ancoraggio lungo il solo tratto rettilineo (Fig. 10). Si ottengono, di conseguenza, delle equazioni in forma chiusa che relazionano tensione e scorrimento delle armature nella sezione di interfaccia fra il nodo e gli elementi ad esso collegati. Tale metodologia è ovviamente applicabile anche al caso di armature ad aderenza migliorata. Ulteriori dettagli sono riportati in un ampio rapporto tecnico (Beschi et al, 2011). A titolo di esempio si riporta nella Figura 11 il valore dello scorrimento normalizzato al diametro della barra al variare del rapporto λ^* tra la tensione dell'armatura e la tensione di snervamento e per diverse tipologie di acciaio.

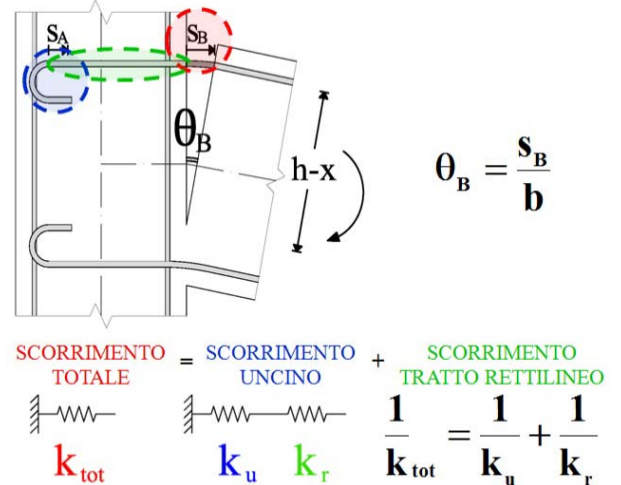


Figura 8. Contributi dell'aderenza delle barre alla rotazione della sezione di interfaccia elemento-nodo.

3 MODELLAZIONE DEL NODO PER COMPONENTI

Per la valutazione del comportamento del nodo è stata adottata una modellazione per componenti. Modelli di questo tipo non rappresentano la regione del nodo come un continuo, ma sono costituiti da uno o più elementi, ognuno dei quali rappresenta un fenomeno che contribuisce a descrivere il comportamento globale del nodo.

Come mostrato in (Mitra and Lowes 2006), in generale è possibile distinguere fra modelli impliciti ed espliciti.

I modelli impliciti prevedono l'uso di molle non-lineari alle estremità di travi e pilastri. Sono utili per valutare l'influenza dei nodi sulla risposta strutturale complessiva; d'altra parte, poiché non costituiscono un'esplicita rappresentazione della regione del nodo, non permettono di comprendere l'influenza dei diversi meccanismi che governano il comportamento inelastico del nodo. Sono computazionalmente meno esigenti e possono essere facilmente implementati in un programma agli elementi finiti.

I modelli espliciti prevedono che ciascuno dei meccanismi non-lineari che governano il comportamento del nodo sia modellato da un diverso elemento.

In questo lavoro viene proposto un modello esplicito, che prevede l'utilizzo di una molla rotazionale, posta fra il pilastro e la trave, per la modellazione della deformazione a taglio del pannello e tre molle rotazionali, poste all'interfaccia fra nodo e trave/pilastro, che modellano la rotazione presente in quelle sezioni, legata alla perdita di aderenza delle barre dell'armatura longitudinale all'interno della regione nodale.

Per la modellazione è stato utilizzato il codice di calcolo MIDAS/Gen 2011 v1.1 (Midas Gen 2010). Come mostrato in Figura 12, gli elementi strutturali che convergono nel nodo sono modellati come elementi monodimensionali a plasticità diffusa (elementi a fibre), le cui proprietà dipendono dalle caratteristiche geometriche delle sezioni e dalle caratteristiche meccaniche dei materiali. Le porzioni di trave e pilastro comprese nella regione nodale sono modellate con elementi rigidi.

Per descrivere il comportamento a taglio del pannello nodale si adotta una molla rotazionale con comportamento isteretico di tipo Takeda, con curva inviluppo di tipo bilineare e senza degrado di resistenza (Fig. 13).

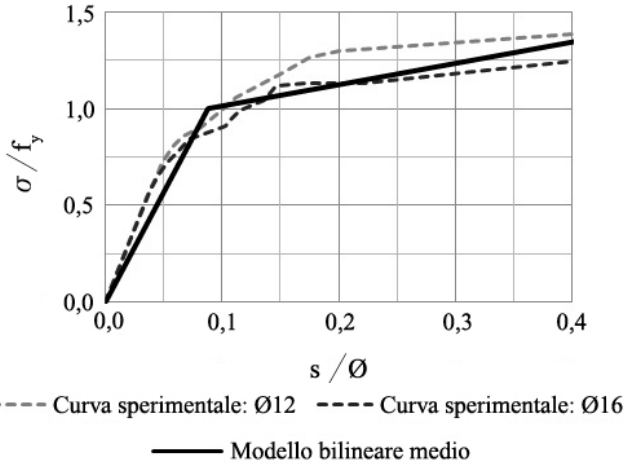


Figura 9. Curva sperimentale sforzo-scorrimento per l'uncino (Fabbrocino et al., 2002).

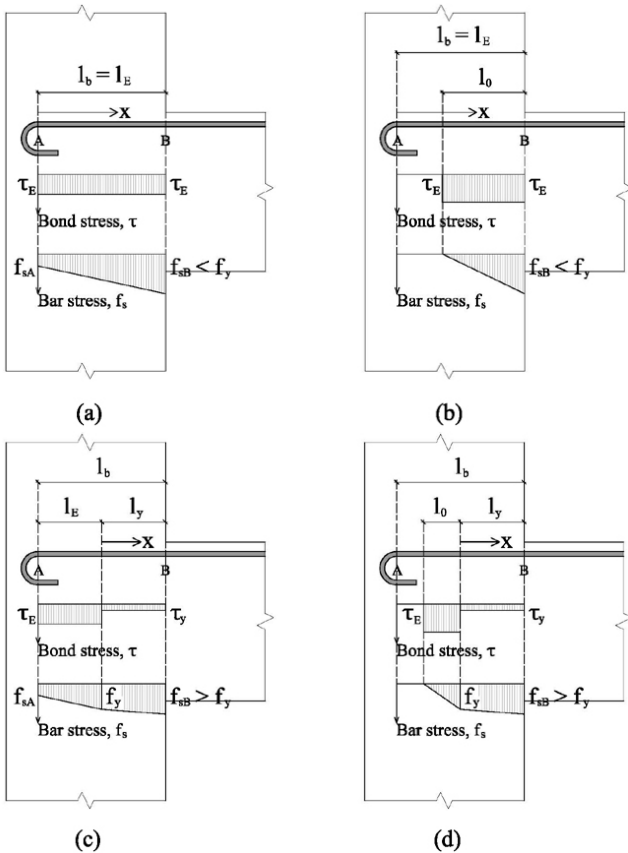


Figura 10. Sforzi di aderenza delle barre nel nodo: (a,b) barre in campo elastico; (c,d) barre snervate.

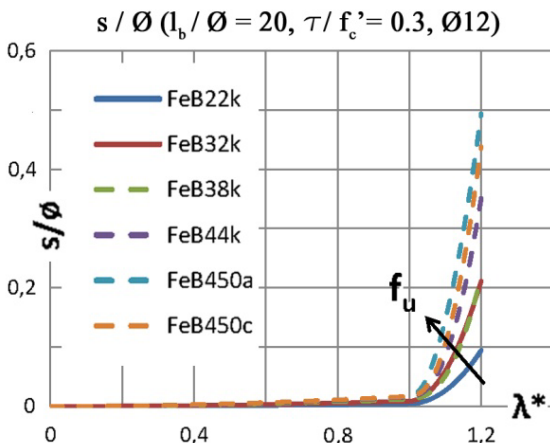


Figura 11. Scorrimento normalizzato del tratto di barra rettilinea al variare della tipologia di acciaio.

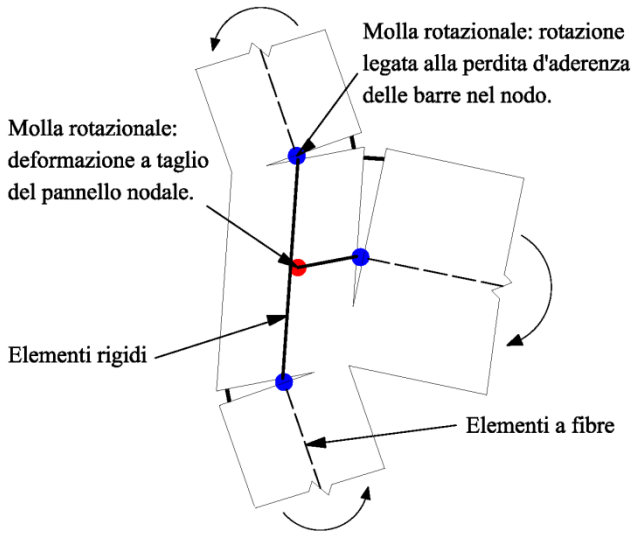


Figura 12. Schema del modello agli elementi finiti.

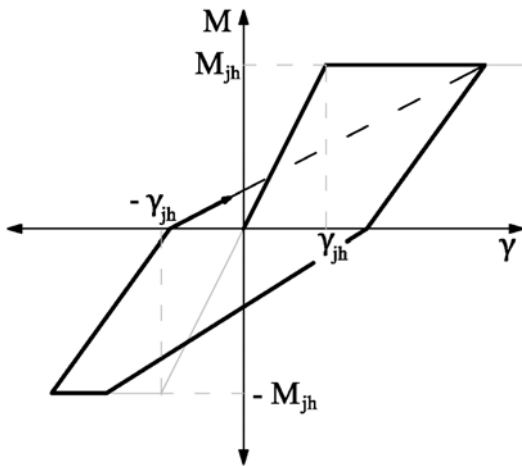


Figura 13. Modello isteretico di tipo Takeda bilineare.

La curva richiede la calibrazione del momento agente sulla trave in corrispondenza del nodo, corrispondente a un taglio pari alla resistenza del nodo stesso (M_{jh}) e della rotazione relativa fra trave e pilastro dovuta alla deformazione a taglio del nodo (γ_{jh}).

Il valore M_{jh} è pari a:

$$M_{jh} = (L_b/L_{bn}) \lambda M_{b,y} \quad (13)$$

essendo L_b e L_{bn} rispettivamente la luce convenzionale (misurata fra gli assi dei pilastri) e quella netta (calcolata al filo interno del pilastro) della trave, $M_{b,y}$ il momento resistente della trave e λ il rapporto fra la resistenza a taglio del nodo (V_{jh}) e il valore di taglio sollecitante determinato da azioni esterne che generano un momento sulla trave pari a $M_{b,y}$. Tale quantità è definita secondo la relazione:

$$V_{jh,y} = A_s f_y - \frac{L_b}{L_{bn}} \cdot \frac{M_{b,y}}{L_c} \quad (14)$$

essendo A_s l'area dell'armatura longitudinale tesa della trave e f_y la tensione di snervamento della stessa.

Le equazioni (13) e (14) sono ottenute considerando l'equilibrio delle azioni agenti sul nodo e sulla porzione di telaio compresa fra i punti di inflessione di trave e pilastro (Figura 14).

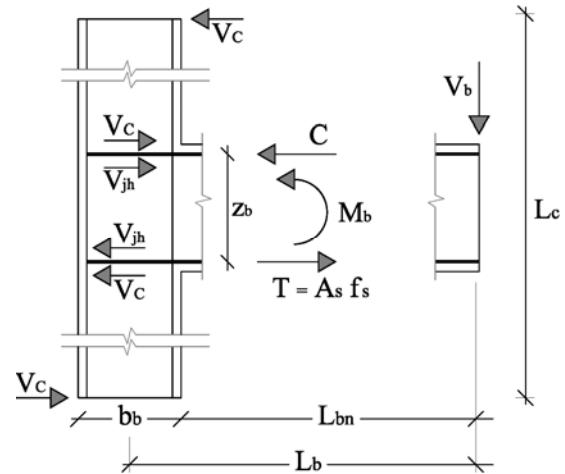


Figura 14. Azioni agenti sulla regione nodale e sulla porzione di telaio compresa fra i punti di inflessione di trave e pilastro.

La rotazione localizzata nella fessura all'interfaccia nodo-membratura dovuta alla perdita di aderenza delle barre longitudinali d'armatura, è modellata attraverso tre molle rotazionali, poste in corrispondenza delle sezioni d'interfaccia fra il nodo e gli elementi in esso convergenti (Fig. 12). Il legame momento-rotazione di ciascuna molla è modellato utilizzando un legame isteretico di tipo "bond-slip bilinear" (Fig. 15). È, quindi, necessaria la calibrazione del momento di primo snervamento della sezione della trave/del pilastro all'innesto nel nodo ($M_{B,j}$); della rotazione dovuta alla perdita di aderenza delle barre longitudinali della trave/del pilastro nel nodo, corrispondente a un tiro nell'armatura tesa pari allo snervamento ($\theta_{B,y}$); della rigidezza elastica (k_E) e post-elastica (k_y) della molla (Beschi et al. 2011).

La rotazione $\theta_{B,j}$ si ottiene dividendo lo scorrimento della barra all'interno del nodo per la distanza del baricentro della barra dall'asse neutro della sezione, calcolato in modo convenzionale pari a $h/3$, indicando con h l'altezza utile della sezione (Fig. 8).

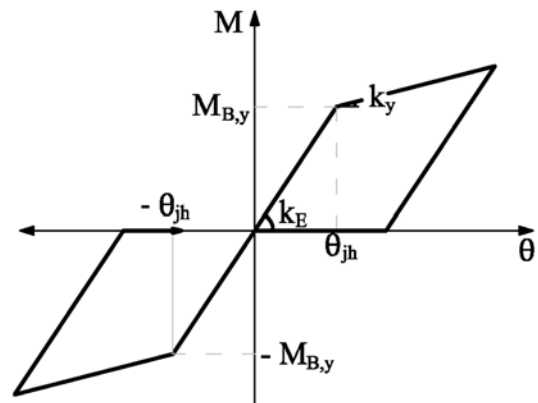


Figura 15. Modello isteretico di tipo Slip bilineare.

4 VALIDAZIONE DEL MODELLO

Per verificare la validità del modello proposto si riporta un confronto tra i risultati sperimentali della prova ciclica effettuata sul campione T1 (Calvi et al. 2001) e quelli ottenuti dalla modellazione numerica. Le caratteristiche geometriche del campione sono mostrate in Figura 16. Il calcestruzzo ha una resistenza cilindrica a compressione pari a 23.9 MPa mentre le tensioni di snervamento e ultime dell'acciaio variano rispettivamente fra 345 e 385 MPa e fra 403 e 458 MPa a seconda del diametro delle armature.

Dai risultati delle simulazioni numeriche si può constatare che entrambe i metodi proposti (PSLM e MSSTM) consentono di ottenere una buona approssimazione sia della resistenza massima, che della rigidezza media precedente la rottura del campione (Fig. 17). L'errore medio è pari al 13.7% per il metodo PSLM e all'11% per il metodo MSSTM (Tab. 2). Se si considera la direzione di carico corrispondente a spostamenti di piano positivi, il metodo MSSTM fornisce un'ottima approssimazione della resistenza V_j e della rigidezza iniziale K_{EL} del campione.

Si osserva, inoltre, che per ottenere una valida stima della rigidezza iniziale del campione e una corretta rappresentazione del fenomeno di strizione intorno all'origine dei cicli d'isteresi, evidente nella curva sperimentale, è fondamentale la valutazione del contributo alla deformazione totale causato dalle rotazioni localizzate legate alla perdita d'aderenza delle barre d'armatura nel nodo.

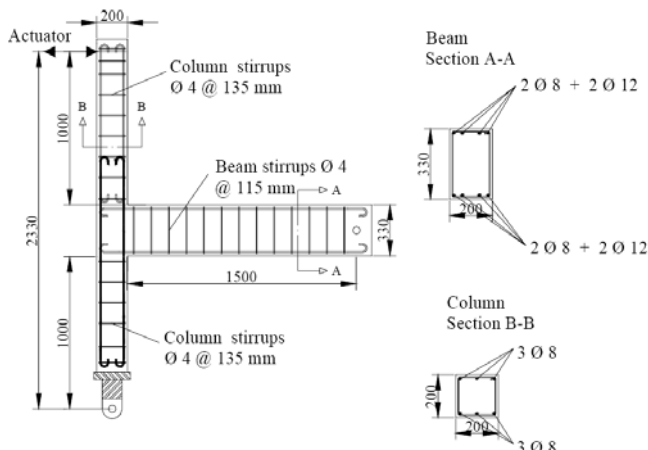
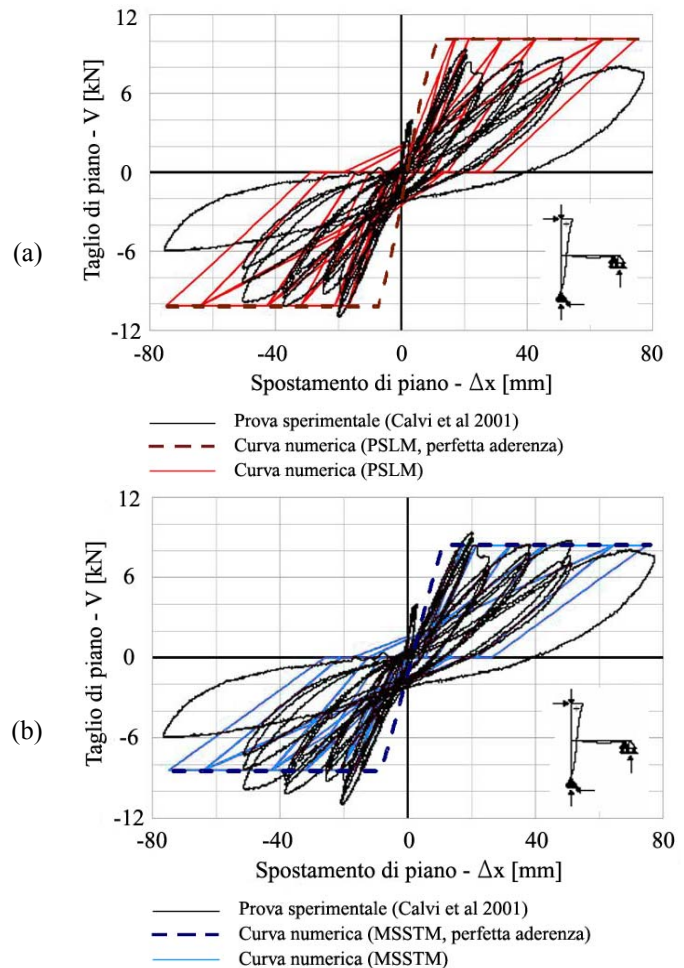


Figura 16. Caratteristiche geometriche del campione T1 (Calvi et al. 2001).

Tabella 2. Confronto fra i risultati sperimentali e numerici.

Campione T1 (Calvi et al. 2001)	Drift negativi		Drift positivi	
	V_j [kN]	K_{EL} [kN/mm]	V_j [kN]	K_{EL} [kN/mm]
SPERIMENTALE	-10.85	0.600	8.41	0.500
NUMERICO (PSLM)	-10.16 (-6.4%)	0.592 (-1.3%)	10.16 (+21%)	0.567 (+13%)
NUMERICO (MSSTM)	-8.41 (-22%)	0.482 (-19%)	8.41 (-)	0.479 (-4.2%)



5 PROGETTO DI UN CAMPIONE DI NODO IN SCALA 1:1

Il modello presentato in questa memoria è stato, infine, utilizzato per orientare la progettazione di un campione di nodo esterno in scala 1:1, che sarà provato presso il laboratorio Prove e Materiali dell'Università degli Studi di Bergamo. Le prove sperimentali prevedono inizialmente l'applicazione di un carico assiale al pilastro e di una forza di precarico in testa a ciascuna trave, così da simulare i carichi verticali di esercizio, e successivamente l'applicazione di un carico ciclico, imponendo in sommità al pilastro cicli di spostamento di ampiezza crescente.

Il campione di prova è rappresentativo del nodo d'angolo del primo livello di una struttura di riferimento in c.a., risalente agli anni 60-70, realizzata sulla base di un progetto simulato e adottando materiali frequentemente utilizzati nel periodo, ovvero calcestruzzo di classe C16/20 ed acciaio tipo FeB32k (Fig. 18). L'edificio di riferimento risulta fedele alle tipologie tridimensionali più diffuse negli anni '70, con telai in una sola direzione, generalmente quella longitudinale (Masi, 2004).

Il dimensionamento degli elementi è stato effettuato per i soli carichi verticali, progettando i pilastri a sforzo normale centrato e le travi secondo lo schema di calcolo semplificato di trave continua su più appoggi con momento di congruenza alle estremità. I pilastri d'angolo del primo livello hanno dimensione 30x30 cm, mentre le travi sono ribassate e hanno ad ogni piano le stesse dimensioni della sezione trasversale, pari a 30x50 cm (Fig. 18). Nel campione è stata, inoltre, riprodotta l'assenza di staffe nei nodi e una scarsa lunghezza di ancoraggio delle barre lisce di armatura con l'adozione di specifiche sagomature terminali, così come prescritto dalla normativa tecnica (DM 30/05/1974) e dalla manualistica dell'epoca.

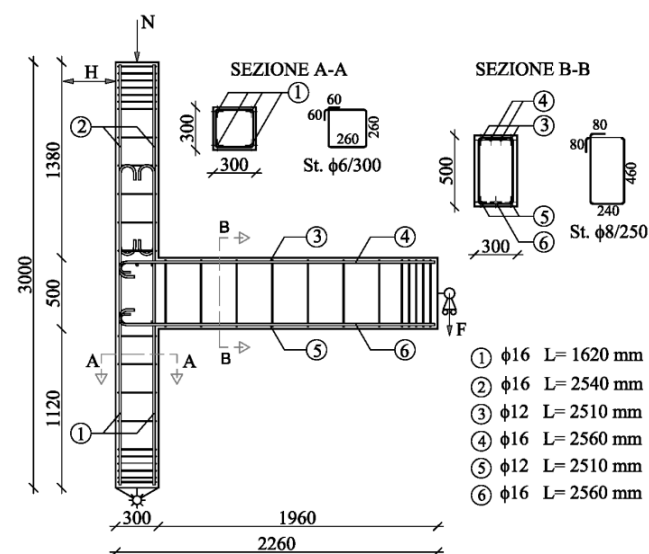


Figura 18. Dimensioni geometriche del campione di prova.

I metodi analitici presentati nella memoria per la valutazione della resistenza a taglio del nodo, sono stati utilizzati per prevedere la modalità di collasso del campione di prova, consentendo di intervenire sulla geometria e sulla disposizione delle armature con pochi accorgimenti per garantire la rottura a taglio del nodo per almeno una delle due direzioni di carico, pur sempre rispettando i criteri di progettazione precedentemente descritti.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali sono state ipotizzate per l'acciaio una tensione di snervamento pari a 380 MPa e per il calcestruzzo una resistenza media a compressione pari a 24 MPa.

I risultati ottenuti dall'applicazione al campione oggetto di studio dei metodi PSLM e MSSTM mostrano effettivamente una modalità di rottura a taglio del nodo per almeno una direzione di carico (Tab. 3). Per lo stesso campione sono state, infine, effettuate analisi numeriche applicando il modello per componenti, per simulare la prova sperimentale e ottenere una previsione del comportamento del nodo soggetto a una storia di cari-

co ciclica. I diagrammi taglio di piano-drift per entrambi i metodi sono riportati in Figura 19.

Tabella 3. Calcolo della resistenza del campione.

DRIFT NEGATIVI				
METODO	V_j [kN]	V_b [kN]	V_c [kN]	ROTTURA
PSLM	30.9	38.4	35.7	NODO
MSSTM	24.7			NODO
DRIFT POSITIVI				
METODO	V_j [kN]	V_b [kN]	V_c [kN]	ROTTURA
PSLM	30.9			TRAVE
MSSTM	24.7	26.1	35.7	NODO

V_j , V_b e V_c sono i valori del taglio di piano che determinano il raggiungimento della resistenza massima del nodo, della trave e del pilastro rispettivamente.

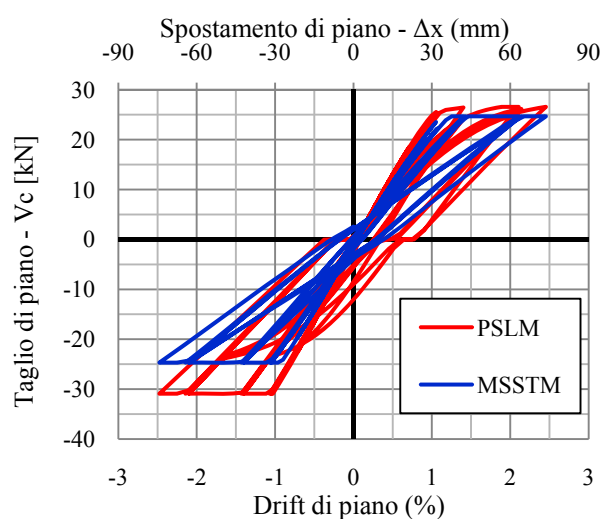


Figura 19. Previsione del comportamento ciclico del nodo progettato.

6 CONCLUSIONI

Nella presente memoria è stato proposto un modello agli elementi finiti per la stima del comportamento di nodi esterni in c.a. di telai progettati per soli carichi gravitazionali.

Entrambi i metodi di calcolo presentati per la valutazione della resistenza a taglio del nodo (PSLM e MSSTM) forniscono una buona approssimazione dei valori ottenuti dall'esperienza sperimentale.

L'applicazione del modello per componenti proposto per l'analisi statica non lineare del campione T1 presentato in Calvi et al. (2001) ha evidenziato come la modellazione proposta sia in grado di fornire una stima ingegneristicamente valida sia della resistenza che della rigidità di un campione di nodo. Il modello proposto rappresenta un'alternativa semplificata agli altri modelli espliciti presenti in letteratura, mentre, rispetto a

quelli impliciti, permette di valutare separatamente il contributo alla deformazione totale apportato dalla perdita di aderenza delle barre nel nodo.

il modello presentato è stato adottato per orientare la progettazione di una campagna di prove sperimentali su campioni in scala 1:1 rappresentativi di nodi trave-pilastro esterni, appartenenti ad edifici a telaio in c.a. progettati per soli carichi verticali secondo la pratica costruttiva presente in Italia intorno agli anni '70.

7 BIBLIOGRAFIA

- Akguzel, U., Pampanin, S., 2008. Effects of variation of axial load and bi-directional loading on the FRP retrofit of existing B-C-Joints, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, Cina.
- Alath, S., Junnath, S. K., 1995. Modelling Inelastic Shear Deformation in RC Beam-Column Joints. *Engineering Mechanics: Proceedings of Tenth Conference*, (pp. 822-825). University of Colorado.
- Altoontash, A., Deierlein, G. G., 2003. A versatile Model for Beam-Column Joints. *ASCE Structures Congress Proceedings*. Seattle, Washington, U.S.A.
- Beschi, C., Messali, F., Metelli, G., Riva, P. 2011. Analisi di nodi trave-pilastro in calcestruzzo armato soggetti ad cicliche. *Technical Report n. 3*, Università degli Studi di Brescia, DICATA, 2011.
- Biddah, A., & Ghobarah, A., 1999. Modelling of Shear Deformation and Bond Slip in Reinforced Concrete Joints. *Structural Engineering and Mechanics*, 7 (4), 413-432.
- Braga, F., De Carlo, G., Corrado, G. F., Gigliotti, R., Laterza, M., Nigro, D., 2001. Meccanismi di risposta di nodi trave-pilastro in c.a. di strutture non antisismiche, *X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.
- Calvi, G. M., Magenes, G., Pampanin, S., 2001. Studio sperimentale sulla risposta sismica di edifici a telaio in cemento armato per soli carichi da gravità. *X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*. Potenza-Matera.
- Decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni, *G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008*
- Decreto Ministeriale 30/05/1974, Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e pre-compresso e per strutture metalliche.
- EN 1998-1 2005, Eurocode 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per edifici.
- Fabbrocino, G., Verderame, G. M., Manfredi, G., Cosenza, E., 2002. Experimental response and behavioral modelling of anchored smooth bars in existing RC frames. *Bond in Concrete - from research to standards*. Budapest.
- Favvata, M. J., Izzudin, B., Karayannis, C. G., 2008. Modelling exterior beam-column joints for seismic analysis of RC frame structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 1527-1548.
- fib Bulletin 55, Model Code 2010 – First complete draft, Volume 1 (chapters 1-6), 318 pages, ISBN 978-2-88394-95-6.
- Hwang, S. J., Lee, H. J., 1999. Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance, *ACI Structural Journal*, 96 (5), 846-858.
- Hakuto, S., Park, R., & Tanaka, H., 2000. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details, *ACI Structural Journal*, 97 (1), 11-25.
- Kam, W. Y., Quintana Gallo, P., Akguzel, U., Pampanin, S., 2008. *Influence of Slab on the Seismic Response of sub-standard Detailed Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints*. Retrofit Solutions for NZ.
- Lima, C., Martinelli, E., Macorini, L., Izzudin, A., 2010. Comportamento non lineare di nodi esterni trave-colonna in c.a.: modelli locali di capacità ed influenza sulla risposta sismica globale. *18° Congresso C.T.E.* (pp. 693-702). Brescia: Edizioni Imready.
- Lowes, L. N., Altoontash, A., 2003. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129 (12), 1686-1697.
- Masi, A. (2004). *Valutazione della Resistenza Sismica di Strutture Intelaiate in C.A. Progettate negli Anni '70*.
- Masi, A., Santarsiero, G., Verderame, G., Russo, G., Martinelli, E., Pauletta, M., et al., 2009. Capacity models of beam-column joints: provisions of european and italian seismic codes and possible improvements. *Eurocode 8: Perspective from the Italian standpoint Workshop* (pp. 145-158). Napoli: Doppiovoce.
- Midas Gen. *Gen 2010 On-line Manual*. Midas Information Technology Co., Ltd. <http://www.MidasUser.com>.
- Mitra, N., Lowes, L. N., 2007. Evaluation, Calibration, and Verification of a Reinforced Concrete Beam-Column Joint Model. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 133 (1), 105-120.
- Pampanin, S., Magenes, G., Carr, A., 2003. Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints. *Proceedings of the FIB 2003 Symposium May 6-8 2003*, (pp. CD-ROM). Atene, Grecia.
- Priestley, M. J., 1996. Displacement-based seismic assesment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 1 (1), 157-192.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119 (12), 3590-3610.
- Youssef, M., Ghobarah, A., 2001. Modelling of RC Beam-Column Joints and Structural Walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (1), 93-111.
- Zhang, L. X., & Hsu, T. T., 1998. Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements. *Journal of Structural Engineering*, 124 (1), 24-34.