

# RINFORZO DI NODI NON STAFFATI MEDIANTE L'UTILIZZO DI NASTRI METALICCI PRE-TESI

Verderame Gerardo Mario, Ricci Paolo, De Risi Maria Teresa, Cosenza Edoardo

[verderam@unina.it](mailto:verderam@unina.it), [paolo.ricci@unina.it](mailto:paolo.ricci@unina.it), [mariateresa.derisi@unina.it](mailto:mariateresa.derisi@unina.it), [cosenza@unina.it](mailto:cosenza@unina.it)

*Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli Federico II*

## 1. INTRODUZIONE

La gran parte degli edifici esistenti in cemento armato (c.a.) è notoriamente caratterizzato da un'elevata vulnerabilità sismica, come tristemente testimoniato dai più recenti terremoti in Italia. L'80% del patrimonio edilizio residenziale italiano in c.a., infatti, è stato realizzato prima degli anni '90. La percentuale sale ulteriormente, fino a sfiorare la totalità dell'edificato in c.a., se si considerano le costruzioni realizzate prima dell'entrata in vigore delle NTC 2008 (e poi delle attuali NTC 2018). Il dato è significativo se si pensa che solo con l'entrata in vigore del suddetto decreto hanno preso finalmente piede l'effettiva applicazione del principio cardine nell'ingegneria sismica della gerarchia delle resistenze e, con esso, il principio secondo cui l'intersezione trave-colonna ha la sua "dimensione" e dignità strutturale.

Come è noto, prima della Circolare Ministeriale del 1997 (C.M. 10-4-1997) non era infatti prevista alcuna progettazione/verifica per l'elemento nodale. La suddetta Circolare prevedeva, invece, che le staffe della colonna inferiore dovessero proseguire nel pannello di nodo sovrastante con lo stesso passo. Le NTC 2008 introducono per la prima volta il progetto e la verifica espliciti del nodo, differenziando tra nodi interni ed esterni, interamente confinati e non, e prescrive una verifica dei nodi nella valutazione sismica di edifici esistenti limitandone la capacità alla sola prima fessurazione diagonale. In accordo alle NTC 2008 e alle vigenti norme tecniche (NTC 2018), sia in fase di progettazione *ex-novo* che di valutazione dell'*as-built* è spesso proprio l'elemento nodale a condizionare fortemente la valutazione della capacità sismica di edifici in c.a. e le verifiche normative connesse.

Il tema è certamente di interesse, dunque, sia nella pratica professionale che in ambito di ricerca, e anche estremamente attuale, come testimoniano le recenti indicazioni fornite dalle *Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni* e la conseguente ricaduta sul beneficio fiscale ottenibile (Sismabonus, Superbonus). Le Linee Guida appena citate prevedono, infatti, che, per edifici intelaiati in entrambe le direzioni principali, si possa garantire il miglioramento di una classe sismica se si interviene opportunamente a evitare le crisi fragili proprio dei nodi non confinati (oltre alla predisposizione di presidi anti-ribaltamento per le tamponature e al ripristino di eventuali zone di degrado).

È dunque di estrema importanza l'analisi del comportamento dei nodi in c.a. sotto azione sismica per un'affidabile valutazione del patrimonio esistente e un progetto efficace dell'intervento. Tra le tecniche di rinforzo dei nodi più utilizzate, a parte interventi di ringrossi più o meno localizzati mirati ad incrementare l'area di nodo, si possono annoverare l'utilizzo di piastre in acciaio collegate con cavi pretesi, l'inghisaggio di staffe nel pannello nodale a mezzo di opportuni ancoraggi, la sostituzione del copriferro con calcestruzzi ad elevata resistenza, o l'utilizzo, sempre più diffuso negli ultimi anni, di fasciature con materiali compositi (FRP).

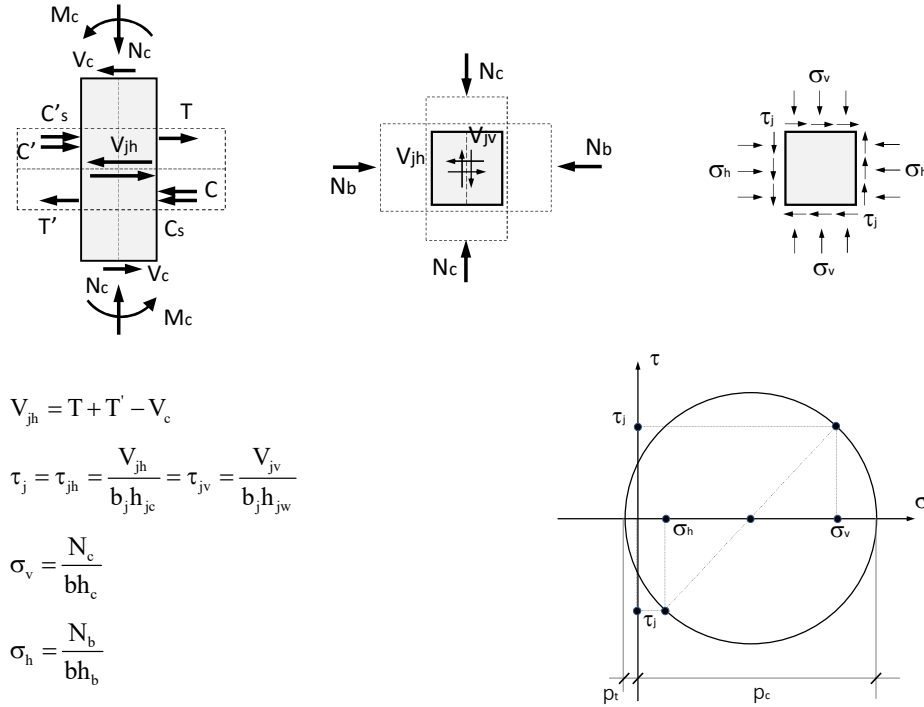
Altra tecnica di intervento possibile è quella dell'utilizzo di nastri metallici pre-tesi, posti a realizzare un numero opportuno di staffe chiuse nel pannello nodale che si avvalgono del pregio di fornire uno stato di confinamento attivo al nodo stesso. Quest'ultima tecnica di intervento è il principale oggetto di questo lavoro.

Nelle successive sezioni si analizza dapprima la capacità resistente dei nodi nel quadro normativo italiano attuale. Tali considerazioni costituiscono la base teorica per il successivo progetto dell'intervento a mezzo di nastri metallici pretesi nella sola zona nodale in nodo *as-built* privo di armature trasversali. L'efficacia dell'intervento viene infine valutata sperimentalmente, grazie anche al confronto con la risposta sismica di un analogo nodo staffato trasversalmente in accordo all'attuale progettazione sismica (NTC 2018).

## 2. LA CAPACITA' RESISTENTE DEI NODI NELL'ATTUALE QUADRO NORMATIVO

### 2.1 Nodi non armati trasversalmente

Al fine di valutare il potenziale danneggiamento dei nodi risulta particolarmente significativa l'analisi delle tensioni principali (di trazione e di compressione) che si attingono nel nodo. Il pannello nodale viene, infatti, ricondotto ad un elemento su cui agisce uno stato tensionale medio, così come riportato in **Figura 1**, derivabile dalle azioni che sollecitano il nodo: il taglio di nodo orizzontale  $V_{jh}$ , sforzo assiale  $N_c$  e  $N_b$ .



$$V_{jh} = T + T' - V_c$$

$$\tau_j = \tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_{jc}} = \tau_{jv} = \frac{V_{jv}}{b_j h_{jv}}$$

$$\sigma_v = \frac{N_c}{bh_c}$$

$$\sigma_h = \frac{N_b}{bh_b}$$

**Figura 1.** Stato tensionale medio indotto dagli elementi confluenti nel nodo

Si ricavano, a partire dalle tensioni tangenziali di nodo  $\tau_j$  e dalle tensioni normali  $\sigma$ , la tensione principale di trazione,  $p_t$ , e di compressione,  $p_c$ , mediante l'applicazione del cerchio di Mohr (**Figura 1**):

$$p_t = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} \quad (1a)$$

$$p_c = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} \quad (1b)$$

che nel caso di sforzo assiale della trave nullo ( $N_b=0$ ) si specializzano in:

$$p_t = \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} \quad (2a)$$

$$p_c = \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} \quad (2b)$$

Eguagliando, nella (2a), la tensione principale di trazione  $p_t$  alla resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$  si ottiene la prima condizione limite imposta dall'attuale normativa italiana, ovvero:

$$p_t = \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} = -|f_{ct}| \quad (3)$$

In particolare, le prescrizioni normative per gli edifici esistenti (C8.7.2.3.5 della Circolare 2019) adottano una resistenza a trazione del calcestruzzo pari a  $|f_{ct}| = 0.30\sqrt{f_c}$ .

Analogamente, eguagliando nella (2b), la tensione principale di compressione alla resistenza a compressione del calcestruzzo (adeguatamente ridotta) si ottiene la seconda condizione limite imposta dall'attuale normativa italiana, ovvero:

$$p_c = \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_v}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} = \kappa f_c \quad (4)$$

In particolare, è lecito attendersi una crisi a compressione diagonale del nodo per valori inferiori alla resistenza nominale a compressione del calcestruzzo  $f_c$ , per effetto delle deformazioni a trazione trasversali presenti nel pannello nodale. In questa fase il pannello nodale va considerato diagonalmente fessurato; infatti, la resistenza a compressione si riduce in maniera consistente, rispetto a quella nominale  $f_c$ , solo per entità delle deformazioni a trazione trasversali decisamente superiori alla deformazione corrispondente alla resistenza a trazione del calcestruzzo,  $f_{ct}$ . In particolare, le prescrizioni normative per gli edifici esistenti (C8.7.2.3.5 della Circolare, 2019) adottano un coefficiente di riduzione  $\kappa=0.50$ .

La condizione di crisi per eccessiva compressione diagonale può verificarsi sia per nodi non armati che per nodi armati trasversalmente (staffati); tuttavia, in via teorica, la presenza di una armatura trasversale nel pannello di nodo può influenzare, attraverso un'azione di confinamento, l'entità del taglio-compressione.

In linea generale, per resistenze a compressione del calcestruzzo  $f_c \geq 8\text{MPa}$  e per valori dello sforzo assiale adimensionalizzato  $\nu < 0.40$ , la crisi del nodo è attinta per fessurazione diagonale del pannello nodale (taglio-trazione). Pertanto, solo nel caso di colonne caratterizzate da elevati sforzi assiali la crisi del nodo è attinta per eccessiva compressione.

Va infine ricordato, che nell'ambito dell'attuale quadro normativo, la condizione di fessurazione diagonale del pannello nodale è da intendersi come una condizione di collasso; in altre parole, il taglio di nodo in corrispondenza del quale si attinge la fessurazione diagonale del pannello nodale va inteso come taglio resistente (taglio-trazione) del nodo. Tuttavia, numerose risultanze sperimentali (tra queste De Risi et al, 2016,2017) fanno registrare entità del taglio di nodo sollecitante superiori rispetto al taglio-trazione. Infatti, dopo la fessurazione diagonale, il pannello nodale può sopportare ulteriori incrementi del taglio sollecitante  $V_{jh}$  grazie alla formazione di un meccanismo post-fessurativo costituito principalmente da un puntone diagonale compresso (se i dettagli di ancoraggio degli elementi in esso convergenti lo consentono). Il collasso del nodo, in corrispondenza del quale si raggiunge la massima resistenza, sopraggiunge per eccessiva compressione del puntone diagonale. Le attuali prescrizioni normative, pertanto, non tengono in conto dell'ulteriore incremento di resistenza, rispetto alla formazione di una fessurazione diagonale, riconducibile alla formazione di un puntone diagonale.

## 2.2 Nodi armati trasversalmente

Nelle attuali prescrizioni normative (NTC 2018) si assume che la capacità a taglio del nodo sia fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente due meccanismi resistenti: un meccanismo di taglio-compressione, un meccanismo di taglio-trazione.

Inoltre, la norma effettua una distinzione tra nodi "interamente confinati" e nodi "non confinati" secondo le seguenti definizioni:

- interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente

### Verifica a compressione diagonale

La normativa parte dal presupposto che il pannello nodale non debba andare in crisi per eccessiva compressione diagonale. Tale condizione viene espressa come di seguito indicato:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} (b_j h_{jc}) \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (5)$$

dove:  $b_j$  è la base del nodo,  $h_{jc}$  è la distanza tra le due armature più esterne della colonna,  $v_d$  è lo sforzo assiale adimensionalizzato di progetto  $f_{cd}$  la resistenza compressione del calcestruzzo di design.

Il primo membro,  $V_{jhd}$  è il taglio di nodo sollecitante (di design) mentre il secondo membro è il *taglio-compressione*. Esso può facilmente valutarsi dalla (4), ricordando le definizioni di  $\tau_j$  e  $\sigma_v$  riportati in **Figura 1**, come:

$$V_{j,c} = \kappa f_c (b_j h_{jc}) \sqrt{1 - \frac{v}{\kappa}} \quad (6)$$

Dal confronto risulta palese che le formulazioni sono identiche. In particolare, il parametro  $\eta$  svolge lo stesso compito del parametro  $\kappa$ , ossia quello di ridurre la resistenza a compressione per effetto delle deformazioni a trazione trasversali presenti nel calcestruzzo del pannello nodale, che si specializzano per nodi interni ed esterni, in relazione al diverso grado di confinamento prodotto dagli elementi contigui, come di seguito indicato:

$$\eta = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{per nodi interni} \quad (7a)$$

$$\eta = 0.48 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{per nodi esterni} \quad (7b)$$

In definitiva, la formulazione adottata dalla attuale normativa per il taglio-compressione fornisce il valore del taglio di nodo in corrispondenza del quale la tensione principale di compressione  $p_c$ , che si sviluppa nel pannello nodale, eguaglia la tensione limite di compressione assunta pari a ( $\eta f_c$ ).

La verifica a compressione va effettuata, indipendentemente dal grado di confinamento, per tutti i nodi di strutture progettate in classe di duttilità alta (CDA); viceversa, va eseguita solo per i nodi non interamente confinati per le strutture progettate in classe di duttilità bassa (CDB). Non va effettuata per le strutture non dissipative.

### Verifica a trazione diagonale

La normativa italiana non si limita a fornire la valutazione del taglio resistente a compressione (taglio-compressione) ma fornisce anche delle indicazioni in merito al quantitativo di armatura trasversale (staffe) da inserire nel pannello nodale. In particolare, essa prescrive che, allo scopo di evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la resistenza a trazione (di design) del calcestruzzo  $f_{ctd}$ , debba essere previsto un adeguato confinamento del pannello nodale. In tal senso, l'entità dell'armatura trasversale  $A_{sh}$  adibita a tale compito deve soddisfare la seguente disequaglianza:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left[ \frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \right]^2}{|f_{ctd}| + v_d f_{cd}} - |f_{ctd}| \quad (8)$$

dove  $h_{jw}$  è la distanza tra le due armature più esterne della trave,  $f_{ywd}$  la tensione di snervamento di design dell'armatura trasversale.

Sempre nello spirito dell'analisi delle tensioni principali, eguagliando la tensione principale di trazione  $p_t$  alla resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$  è possibile ottenere la formulazione precedente. Infatti, considerando nella valutazione della tensione principale di trazione, anche la tensione di compressione orizzontale  $\sigma_h$  trasmessa, per equilibrio, al pannello nodale dalla azione di trazione presente nelle staffe orizzontali (azione di confinamento) come di seguito espressa:

$$\sigma_h = \frac{A_{sw} f_{yw}}{b_j h_{jw}} \quad (9)$$

si ottiene dalla (1a):

$$\sigma_h = \frac{\tau_j^2}{(\sigma_v + |f_{ctd}|)} - |f_{ctd}| \quad (10)$$

Ricordando, la definizione della tensione tangenziale di nodo  $\tau_j$  e della tensione normale orizzontale (prodotta dall'azione di confinamento delle staffe presenti nel pannello nodale) e sostituendola nella (10) si ricava la (8).

In definitiva, la formulazione adottata dalla attuale normativa per il progetto del quantitativo di armatura trasversale da utilizzare nel pannello di nodo esprime (seppur in maniera indiretta) il valore del taglio di nodo in corrispondenza del quale la tensione principale di trazione  $p_t$  (valutata considerando l'azione di confinamento delle staffe) eguaglia la resistenza a trazione del calcestruzzo assunta pari a  $f_{ctd}$ .

Va evidenziato che la formulazione sembra presentare una incongruenza. Le armature trasversali da disporre nel pannello nodale sono delle armature passive, ossia non sono pretese. La richiesta deformativa nelle staffe tende gradualmente ad aumentare all'aumentare dell'entità delle azioni che sollecitano il pannello nodale, il quale subisce una "espansione" laterale e con essa una graduale crescita dell'azione di confinamento. Tuttavia, l'entità della deformazione allo snervamento, intesa come richiesta progettuale delle armature trasversali, risulta di gran lunga maggiore della deformazione corrispondente alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Pertanto, in via teorica, è lecito attendersi che, in corrispondenza di una richiesta deformativa delle staffe al limite dello snervamento, si sia già manifestata la presenza di fessure diagonali all'interno del pannello nodale.

In alternativa, l'attuale normativa prescrive, al fine di assicurare l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale, che vengano disposte nel pannello nodale delle staffe orizzontali tale da garantire che:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad (11a)$$

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad (11a)$$

dove  $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di design. Nel caso di nodi interni,  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  è la area dell'armatura longitudinale superiore e inferiore della trave,  $v_d$  è lo sforzo assiale adimensionalizzato (di design) agente nella colonna superiore; mentre nel caso di nodi esterni,  $A_{s2}$  è la area dell'armatura longitudinale compressa e  $v_d$  è lo sforzo assiale adimensionalizzato agente nella colonna inferiore.

Come ricordato in precedenza, nel caso di nodi trasversalmente non armati, dopo la fessurazione diagonale il pannello nodale può sopportare ulteriori incrementi del taglio sollecitante grazie alla formazione di un puntone diagonale. Nel caso di nodi trasversalmente armati la norma assume, pertanto, la coesistenza di due meccanismi nel rispetto della seguente equazione:

$$V_{jh} = V_{ch} + V_{sh} \quad (12)$$

dove  $V_{ch}$  è l'aliquota del taglio di nodo sollecitante  $V_{jh}$  assorbita dal puntone diagonale, mentre  $V_{sh}$  è la restante aliquota assorbita da micro-puntoni diagonali che la trasmettono, secondo un meccanismo di *strut and tie*, alle armature trasversali (staffe) da disporre nel pannello nodale.

La verifica a trazione va effettuata, indipendentemente dal grado di confinamento, per tutti i nodi di strutture progettate in classe di duttilità alta (CD A). Viceversa, va eseguita solo per i nodi non interamente confinati per le strutture progettate in classe di duttilità bassa (CD B); in ogni caso vanno disposte delle armature trasversali minime, secondo quanto indicato dalla norma, anche nei nodi interamente confinati.

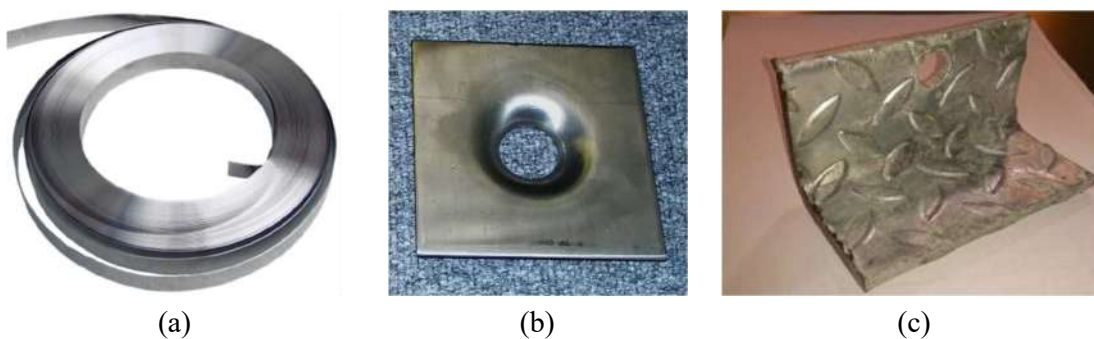
### 3. INTERVENTO MEDIANTE APPLICAZIONE DI NASTRI METALLICI PRETESI

L'applicazione di nastri metallici lungo la superficie perimetrale del nodo consente di confinare lateralmente il pannello nodale attraverso l'applicazione di una tensione di compressione orizzontale, prodotta dalla pre-trazione dei nastri metallici.

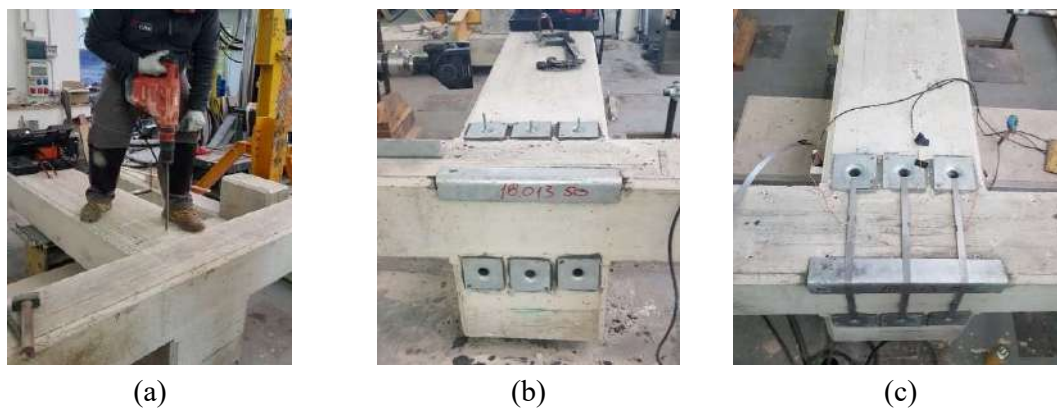
Nel seguito, è illustrato l'approccio progettuale e un esempio di intervento di rinforzo eseguito mediante la tecnologia CAM®, che impiega appunto nastri metallici pretesi per il retrofitting di elementi strutturali privi di armatura trasversale o che, più in generale, necessitano rinforzo. La tecnologia CAM® fu originariamente sviluppata per il rinforzo sismico di edifici in muratura, ma successivamente il suo utilizzo è stato esteso con successo anche a edifici in cemento armato esistenti (Dolce et al., 2001a,b; Spinella et al., 2014).

La tecnologia CAM® si basa sull'utilizzo di nastri metallici pretesi "chiusi", posati in opera attraverso fori appositamente realizzati negli elementi strutturali da rinforzare. I nastri costituiscono quindi una sorta di armatura trasversale aggiuntiva. Inoltre, la pre-trazione applicata ai nastri all'atto della posa in opera consente agli stessi di svolgere un ruolo di confinamento attivo nei confronti del materiale strutturale dell'elemento rinforzato.

Nel caso di nodi trave-colonna in c.a. privi di armatura trasversale, l'applicazione della tecnologia CAM® consiste nell'installazione di nastri metallici chiusi pretesi lungo il perimetro del pannello di, in maniera del tutto analoga, come accennato, a staffe aggiunte esternamente. La posa in opera dei nastri si serve di piastre imbutite (in corrispondenza dei fori) e angolari (in corrispondenza degli spigoli), vedi **Figura 2**. I nastri vengono posti in opera dopo aver effettuato appositi fori passanti. La tesatura e la contemporanea "chiusura" del nastro mediante un sigillo avvengono attraverso l'utilizzo di un'apposita apparecchiatura elettropneumatica, vedi **Figura 3**. Il layout adottato per il rinforzo prevede inoltre la posa in opera di più nastri sovrapposti, in ogni foro passante. Il numero di tali nastri rappresenta, di fatto, il principale parametro progettuale.



**Figura 2.** Nastri metallici (a), piastre imbutite (b) e angolari (c) per installazione.

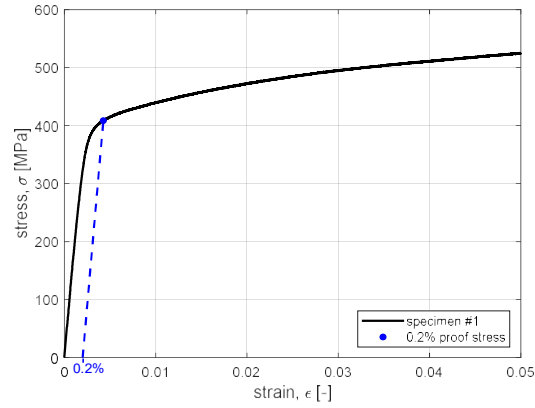


**Figura 3.** Foratura (a), posa piastre imbutite e angolare (b), posa e tesatura nastri (c).

Con riferimento alla specifica applicazione illustrata nel seguito, i nastri metallici utilizzati hanno un'area di sezione trasversale di  $(0.9 \times 19) \text{ mm}^2$ . Il legame costitutivo che caratterizza la risposta dei nastri, ricavato da una prova uniassiale a trazione, è riportato in **Figura 4**. Tale legame costitutivo è assimilabile alla risposta tipica dagli acciai lavorati a freddo, privo quindi di un'evidente soglia di snervamento. Si può quindi assumere, come snervamento del materiale, il valore di tensione corrispondente allo 0.2% proof stress definito dall'Eurocodice 2 (CEN, 2004), ovvero il valore corrispondente al punto del legame costitutivo a partire dal quale, con un ramo di scarico di rigidezza pari alla rigidezza iniziale, si ottiene una deformazione residua pari allo 0.2%. Il modulo elastico iniziale risulta pari a 180 GPa e la suddetta condizione si attinge in corrispondenza di  $\epsilon_{0.2} = 0.43\%$  e  $f_{0.2} = 409 \text{ MPa}$ . Si osserva che la tensione di pre-trazione applicabile è tecnologicamente limitata dall'apparecchiatura elettropneumatica utilizzata per la tesatura. Nello specifico, tale valore limite è pari a  $f_p = 120 \text{ MPa}$ .



(a)



(b)

**Figura 4.** Prova a trazione di un nastro metallico (a) e legame costitutivo ottenuto (b).

### 3.1 Condizioni di progetto

#### *Condizione di incipiente fessurazione diagonale*

In generale, la presenza di una azione di confinamento orizzontale conduce ad un incremento del taglio di nodo orizzontale  $V_{jh}$  in corrispondenza del quale si attinge la fessurazione diagonale del pannello nodale (definito taglio-trazione). Si ricorda che tale fessurazione diagonale è causata dal raggiungimento da parte della minima tensione di trazione (in segno negativo) presente nel pannello nodale della resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$ .

L'applicazione di un numero  $n$  di nastri metallici di area  $a_s$  su un numero  $k$  di livelli e pretesi ad una tensione  $f_p$  determina una tensione di compressione orizzontale  $\sigma_h$  lunga le facce verticali del pannello nodale pari a:

$$\sigma_h = \frac{(2 \cdot n \cdot a_s \cdot k) \cdot f_p}{b_j h_{jw}} = \frac{A_{sh} \cdot f_p}{b_j h_{jw}} \quad (13)$$

È possibile ricavare, a partire dalla tensione tangenziale di nodo  $\tau_j$  e dalle tensioni normali  $\sigma_v$  e  $\sigma_h$ , prodotte dallo sforzo assiale della colonna e dall'azione di confinamento laterale, rispettivamente, la tensione principale di trazione  $p_t$  mediante la precedente (1a). Dall'eguaglianza tra la tensione principale di trazione  $p_t$  e la resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$  si ottiene la condizione di fessurazione diagonale del pannello nodale, ovvero:

$$p_t = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)^2 + (\tau_j)^2} = -|f_{ct}| \quad (14)$$

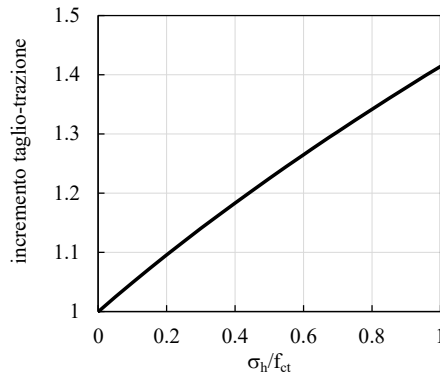
Dalla (14), data l'azione di confinamento laterale  $\sigma_h$ , è possibile ricavare la tensione tangenziale di nodo  $\tau_{j,cr}$  in corrispondenza della quale il pannello di nodo, sotto l'azione di una tensione normale  $\sigma_v$ , fessura diagonalmente, ossia sviluppa una tensione principale di trazione  $p_t$  pari alla resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$ .

$$\tau_{j,cr} = \sqrt{(\sigma_v + |f_{ct}|)(\sigma_h + |f_{ct}|)} = |f_{ct}| \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_v}{|f_{ct}|}\right) \left(1 + \frac{\sigma_h}{|f_{ct}|}\right)} \quad (15)$$

La presenza di una azione di confinamento laterale ( $\sigma_h > 0$ ) sviluppata dai nastri metallici pretesi, determina - a parità della tensione normale verticale  $\sigma_v$  - un incremento della tensione tangenziale corrispondente alla fessurazione diagonale del pannello nodale, rispetto al caso di assenza della stessa  $\sigma_h (=0)$ , pari a:

$$\frac{\tau_{j,cr}}{\tau_{j,cr(\sigma_h=0)}} = \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_h}{|f_{ct}|}\right)} \quad (16)$$

In **Figura 5** è riportato l'andamento dell'incremento della tensione tangenziale  $\tau_{j,cr}$  al variare della tensione di confinamento laterale adimensionalizzata alla resistenza a trazione del calcestruzzo. Nel caso di una tensione di confinamento laterale pari al 50% e al 100% della resistenza a trazione del calcestruzzo si registra un incremento del taglio di nodo  $V_{j,cr}$  di circa il 20% e il 40%, rispettivamente.



**Figura 5.** Incremento del taglio-trazione per effetto della tensione di confinamento laterale

Ai fini progettuali, dalla (14), è conveniente valutare l'entità dell'azione di confinamento laterale  $\sigma_h$  in corrispondenza della quale, data la tensione tangenziale di nodo  $\tau_j$  (valutata a partire dal taglio di nodo sollecitante) e la tensione verticale di compressione  $\sigma_v$  (valutata a partire dallo sforzo assiale trasmesso dalla colonna), la tensione principale di trazione risulti pari alla resistenza a trazione del calcestruzzo ( $p_t=f_{ct}$ ) come già espresso nella eq. (10). Quest'ultima, può esprimersi, in funzione del taglio di nodo orizzontale sollecitante  $V_{jh}$ , dello sforzo assiale  $N$  derivante dalla colonna e ricordando l'espressione (13), si ottiene:

$$\frac{A_{sh} f_p}{(b_j h_{jw})} = \frac{\left( \frac{V_{jh}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{\left( \frac{N}{bh_c} + |f_{ct}| \right)} - |f_{ct}| \quad (17)$$

dove  $b$  e  $h_c$  sono la base e l'altezza geometrica della sezione trasversale della colonna. La formulazione (17) è formalmente analoga alla espressione normativa (NTC 2018, eq.7.4.10), da utilizzarsi per il progetto delle staffe orizzontali, al fine di assicurare un adeguamento confinamento del pannello nodale, compatibile con l'incipiente fessurazione diagonale del pannello nodale, già presentata con la (8). La resistenza a trazione del calcestruzzo  $f_{ct}$  è assunta, coerentemente a quanto proposto per gli edifici esistenti (C8.7.2.3.5 della Circolare 2019), pari a  $|f_{ct}| = 0.30\sqrt{f_c}$ .

In realtà, esiste una chiara differenza rispetto al caso di staffe, in quanto per quest'ultime si assume che per un taglio di nodo  $V_{jh}$  corrispondente all'incipiente fessurazione del pannello esse raggiungano, a partire da uno stato deformativo nullo, una richiesta deformativa corrispondente al loro snervamento (azione di confinamento passiva). Viceversa, nel caso di nastri metallici pre-tesi è presente negli stessi uno stato deformativo, corrispondente alla tensione  $f_p$ , già per la condizione di  $V_{jh}=0$  (condizione di confinamento attiva).

Possono determinarsi una serie di condizioni per le quali, nel rispetto della tensione di pre-trazione delle strisce metalliche  $f_p$  qui assunta, i quantitativi dell'armatura orizzontale  $A_{sh}$  potrebbero risultare non tecnicamente realizzabili. Ad esempio, nel caso di:

- elevata sollecitazione tagliante di nodo  $V_{jh}$ , riconducibile ad elevate percentuali meccaniche di armatura longitudinale della trave;
- modesto sforzo assiale trasmesso dalla colonna, specie se perimetrali;
- limitata resistenza a compressione (trazione) del calcestruzzo ovvero limitata conoscenza LC dell'edificio.

In questi casi, il massimo quantitativo di strisce tecnicamente realizzabili ( $n=5$ ) non consente il rispetto della (17) con conseguente fessurazione diagonale del pannello nodale.



### **Condizione di integrità del nodo in fase post-fessurata**

Come già discusso in precedenza, dopo la formazione della fessurazione diagonale il pannello nodale riesce a sostenere un incremento della sollecitazione tagliante  $V_{jh}$ , rispetto alla condizione di incipiente fessurazione, per effetto dell'instaurarsi di un meccanismo resistente prodotto dalla formazione di un puntone diagonale al quale, nel caso nodi armati trasversalmente, si aggiunge il contributo resistente offerto dalle staffe nel rispetto della Eq. (12).

Pertanto, sarebbe lecito ipotizzare, in analogia al caso di nodi armati trasversalmente, che le strisce metalliche pretese siano in grado di fornire un contributo resistente analogo a quello offerto dalla armatura trasversale presente nei nodi staffati. In tal senso, si ricorda che, nel rispetto delle attuali prescrizioni normative (NTC 2018, eq.7.4.11-12), il contributo resistente offerto dall'armatura trasversale deve soddisfare la seguente disequaglianza:

$$A_{sh}f_{0,2} \geq f_y(A_{s1} + A_{s2})(1 - 0.8v) \quad (18a)$$

$$A_{sh}f_{0,2} \geq f_y A_s (1 - 0.8v) \quad (18b)$$

dove  $f_{0,2}$  ( $>f_p$ ) è la tensione di snervamento delle strisce metalliche. Infatti, nella fase post-fessurativa del pannello, si assume che la graduale apertura delle fessure diagonali, conduca ad una richiesta deformativa dei nastri metallici via via crescente rispetto a quella corrispondente alla fase di pre-trazione.

Tuttavia, tali formulazioni, valide per la per la progettazione sismica ex-novo, sono caratterizzate da alcune assunzioni conservative.

Con riferimento al caso dei nodi interni, ad esempio, è ben noto che il taglio di nodo sollecitante  $V_{jh}$  risulti eguale a:

$$V_{jh} = C' + C'_s + T - V_c \quad (19)$$

Il puntone diagonale è geometricamente definito dalle zone compresse presenti nelle sezioni di interfaccia trave-nodo e colonna-nodo (si veda **Figura 6**). Esso, pertanto, assorbe la risultante di compressione del calcestruzzo  $C'$  della trave e il taglio derivante dalla colonna  $V_c$ . Viceversa, la risultante  $(C'_s + T)$ , intesa come somma della compressione valutata nella sezione di sinistra e della trazione valutata nella sezione di destra delle barre di armatura passanti nel nodo, viene trasferita al pannello nodale per effetto dell'aderenza presente tra le barre di armatura e il calcestruzzo circostante.

Se si assume una gerarchia di pilastro forte-trave debole (caratterizzante la progettazione sismica ex-novo), si perviene allo snervamento delle travi, da cui risulta:  $T = f_y A_{s1}$  e  $T' = f_y A_{s2}$ . Inoltre, assumendo che nell'ambito della risposta ciclica inelastica della trave, per effetto della deformazione plastica accumulata dalle armature longitudinali, la fessura nella sezione di interfaccia trave-nodo non possa richiudersi, si perviene alla condizione di risultante di compressione del calcestruzzo pari a zero ( $C' = 0$ ) (Fardis, 2009). Alla luce di siffatte assunzioni, nel rispetto dell'equilibrio della sezione di interfaccia trave-nodo, si ottiene che  $(C'_s - T = 0)$ . Di conseguenza, la risultante  $(C'_s + T)$  trasferita al pannello nodale attraverso l'aderenza può risciversi come:

$$(C'_s + T) = (T' + T) = f_y A_{s1} + f_y A_{s2} \quad (20)$$

Tale posizione può, in taluni casi, sovrastimare la risultante  $(C'_s + T)$ .

Nell'ipotesi di assumere una tensione di aderenza costante è possibile identificare l'aliquota della risultante  $(T' + T)$  che viene trasferita direttamente al puntone diagonale  $\Delta T_c$ , da quella trasferita al pannello e assorbita, mediante un meccanismo di micro-puntoni, dall'armatura trasversale da disporre  $\Delta T_s$ .

Le due aliquote possono valutarsi come:

$$\Delta T_c = (f_y A_{s1} + f_y A_{s2}) \frac{x_c}{h_c} \quad (21)$$

$$A_{sh} f_{0,2} = \Delta T_s = (f_y A_{s1} + f_y A_{s2}) \left(1 - \frac{x_c}{h_c}\right) \quad (22)$$

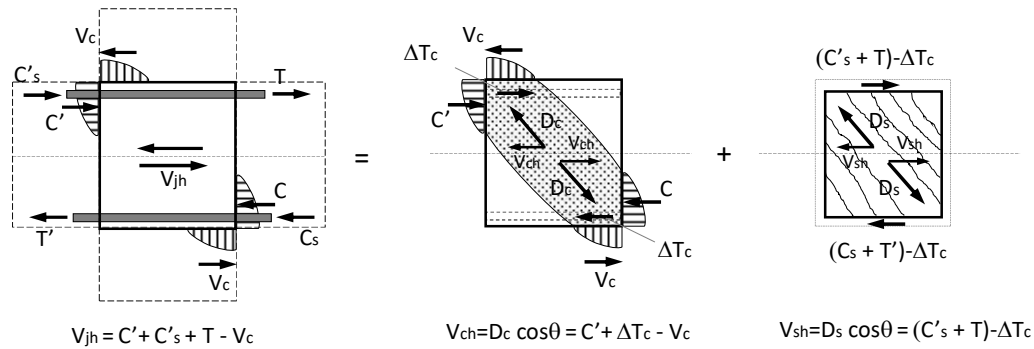
Va evidenziato che l'assunzione di aderenza costante - non tenendo in conto dell'azione benefica esercitata dalle tensioni di compressione presenti nella zona compressa della colonna sulle prestazioni dell'aderenza, valutabile nella misura di circa il 25% (Paulay and Priestley, 1992) - conduce ad una sottostima dell'aliquota  $\Delta T_c$ . Tuttavia, tale aspetto viene controbilanciato dalla riduzione della zona di trasferimento delle azioni di aderenza, pari al solo 80% dell'estensione  $x_c$ , in quanto nel copriferro compresso della colonna si assume che il fenomeno dell'aderenza non possa svilupparsi.

Infine, la valutazione dell'estensione della zona compressa della colonna è un altro un aspetto non secondario. Essa potrebbe valutarsi nell'ipotesi di condizione ultima della sezione di interfaccia colonna-nodo (Fardis, 2009), seppur non compatibile con la gerarchia trave debole-pilastro forte, alla base della progettazione sismica ex-novo. Nel caso, ad esempio, di sezione simmetrica e armata simmetricamente, nell'ipotesi di: (i) adozione di un modello stress-block per il calcestruzzo compresso e (ii) contemporaneo snervamento delle armature, si perviene a:

$$\frac{x_c}{h_c} = \frac{N}{0.8bh_c f_c} = 1.25v \quad (23)$$

che risulta comunque maggiore della prescrizione normativa (i.e. 0.8v).

Risulta, pertanto, evidente che lo spirito alla base della proposta normativa è la massimizzazione dell'aliquota  $\Delta T_s$  da trasferire alla armatura trasversale da disporre nel pannello nodale.



**Figura 6.** Schematizzazione dei meccanismi resistenti di nodo (interno) non staffato

Nel presente studio, viene proposta una diversa valutazione dell'estensione della zona compressa della colonna, in linea con la proposta teorica alla base della formulazione normativa (Paulay and Priestley, 1992).

In primo luogo, la valutazione della formulazione di progetto delle armature trasversali pre-tese deve partire dalla valutazione della gerarchia trave-colonna.

- Nel caso di gerarchia di *trave debole-pilastro forte*, la valutazione della zona compressa  $x_c$  della colonna va effettuata attraverso l'analisi della sezione di interfaccia colonna-nodo, da condursi in condizione elastica-fessurata. In alternativa, è possibile adottare la seguente formulazione (Paulay and Priestley, 1992), già adottata dalla Circolare 2019 (al punto C8.7.2.3.5):

$$\frac{x_c}{h_c} = (0.25 + 0.85v) \quad (24)$$

Va evidenziato, che nel caso di nodi esterni, la valutazione di  $A_{sh}$ , effettuata mediante la (24) da sostituire nella (23), risulta sovrastimata in media di circa il 25% nel range di sforzo adimensionalizzato (0.0-0.5) rispetto alla proposta riportata in (Paulay and Priestley, 1992), in quanto non tiene in conto né di una minore lunghezza di trasferimento pari a  $0.70h_c$ , né delle maggiori prestazioni di aderenza nella zona compressa della colonna.

- Nel caso di gerarchia di *trave forte-pilastro debole*, la valutazione della zona compressa  $x_c$  della colonna può effettuarsi attraverso la (18) o in alternativa la (23). Tuttavia, la valutazione della risultante ( $C'_s + T$ ) (o di  $C_s$  nel caso di nodi esterni) non va effettuata nell'ipotesi di snervamento delle armature, ma in funzione delle tensioni agenti nelle armature  $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  da valutarsi mediante una analisi della sezione in condizione elastico-fessurata (per un momento sollecitante in equilibrio con quello resistente delle travi adiacenti).

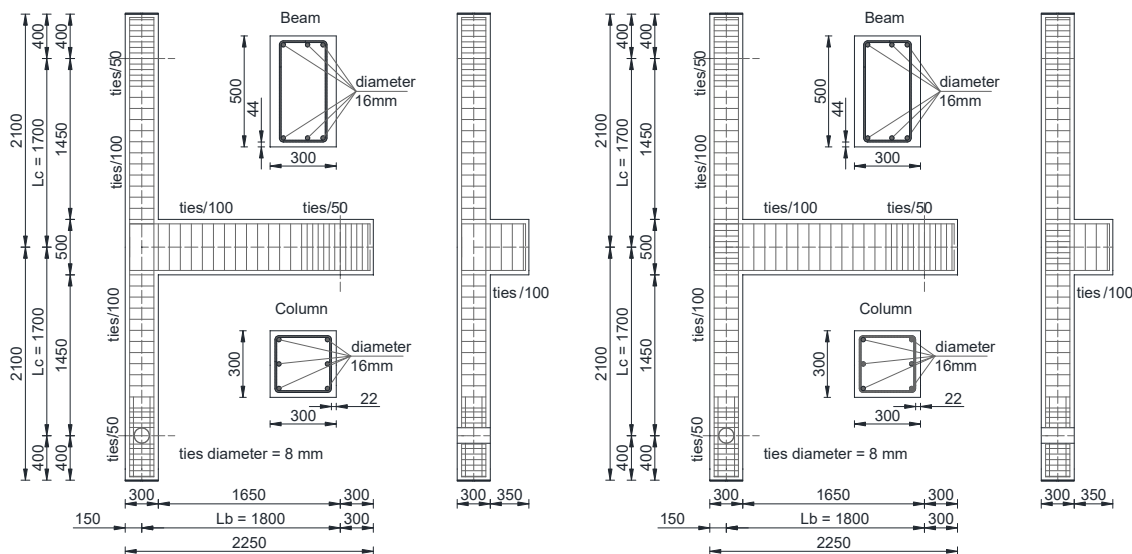
### 3.3 Verifica sperimentale

Nel seguito sono presentati i risultati sperimentali di una preliminare campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio del Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Sono stati testati tre sub-assemblaggi nodali, rappresentativi di un nodo esterno (o d'angolo), in scala reale caratterizzati dalla stessa geometria e da eguali quantitativi di armatura (longitudinale e trasversale) degli elementi trave e colonne. In particolare, la sezione della trave ha dimensioni 300mm×500mm con una armatura longitudinale simmetrica costituita da (3+3)φ16; la sezione della colonna ha dimensioni 300mm×300mm con una armatura longitudinale costituita da (3+3)φ16. L'armatura trasversale è costituita staffe φ8 a due bracci. La geometria e le armature dei provini sono riportati in **Figura 7**.

I tre provini si differenziano per i quantitativi/tipologia di armatura trasversale adottata nel pannello nodale:

- il provino NS (Non Sismico) è caratterizzato dalla totale assenza di armatura trasversale (staffe)  $A_{sh}=0$ ;
- il provino S (Sismico) è caratterizzato dalla presenza di armatura trasversale, costituite da 7 staffe orizzontali da 8mm di diametro con passo da 50mm per un'area complessiva  $A_{sh}=700\text{mm}^2$ , valutata secondo le attuali indicazioni normative relative alla nuova progettazione. La condizione progettuale è quella corrispondente all'integrità del nodo in fase post-fessurativa, valutata secondo le indicazioni normative e con resistenze medie dei materiali;
- il provino NS-R (Non Sismico Rinforzato) è caratterizzato dall'assenza di armatura trasversale (staffe) ma dalla presenza di nastri metallici pretesi applicati in situ, il cui dimensionamento è stato effettuato secondo le precedenti formulazioni. In particolare, sono stati adottati nastri metallici di sezione  $(0.9 \times 19)\text{mm}^2$ , disposti su 3 livelli ciascuno dei quali costituito da 5 nastri, per un'area complessiva  $A_{sh}=513\text{mm}^2$ . Anche in questo caso, la condizione progettuale è quella corrispondente all'integrità del nodo in fase post-fessurativa, come presentato nel prosieguo.



**Figura 7.** Geometria e dettaglio delle armature

La resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo è eguale a  $f_c=32.2$  MPa. Per quanto concerne l'acciaio, la resistenza allo snervamento è pari a  $f_y=503$  MPa, per l'armatura longitudinale, mentre è pari a  $f_{yw}=460$  MPa, per l'armatura trasversale. L'acciaio costituente i nastri metallici è invece caratterizzato da una tensione di snervamento pari a  $f_{0.2}=409$  MPa. I nastri metallici sono pretesi con una tensione pari a circa il 30% di quella di snervamento,  $f_p=120$  MPa. Alla colonna del sub-assemblaggio è applicato uno sforzo assiale  $N_o=290$  kN, al quale corrisponde uno sforzo adimensionalizzato  $v=0.10$ .

### Progettazione dell'intervento

Il sub-assemblaggio è caratterizzato da una gerarchia di *pilastro forte-trave debole*, in quanto i momenti resistenti delle colonne e della trave che soddisfano la seguente disequaglianza:

$$\sum M_{Rc} > M_{Rb}$$

In particolare, i momenti resistenti della trave e delle colonne (quest'ultimi valutati per uno sforzo assiale  $N_o=290$  kN) risultano pari a:  $M_{Rb}=131$  kNm e  $M_{Rc}=106$  kNm, rispettivamente; essi sono valutati nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico dell'acciaio di armatura e di parabola-rettangolo per il calcestruzzo e adottando le resistenze medie dei materiali.

Il taglio di nodo sollecitante di progetto è il massimo taglio di nodo (taglio plastico) richiesto:

$$V_{jh,max} = f_y A_s - V_c = f_y A_s - \frac{M_{Rb}}{2L_c} \left( \frac{L_b}{L_b - h_c / 2} \right) = f_y A_s - \frac{1}{2L_c} \frac{M_{Rb}}{\left( 1 - \frac{h_c}{2L_b} \right)}$$

La condizione di *incipiente fessurazione diagonale* valutata attraverso la (17), assumendo quale sforzo assiale il minimo sforzo assiale, pari a:

$$N_{min} = N_o - V_b = N_o - \frac{1}{L_b} \frac{M_{Rb}}{\left( 1 - \frac{h_c}{2L_b} \right)}$$

conduce ad una armatura trasversale  $A_{sh}=1935$  mm<sup>2</sup>, tecnicamente non realizzabile. In **Tabella 1** sono riportati i parametri presenti nella (17) e la specializzazione al caso studio.

**Tabella 1.**

$V_{jh,max}$ kN	$b_j$ mm	$h_{jc}$ mm	$h_{jw}$ mm	$N$ kN	$f_{ct}$ MPa	$f_p$ MPa	$A_{sh}$ mm <sup>2</sup>
261	300	224	380	211	1.70	120	1935

La *condizione di integrità del nodo in fase post-fessurata* viene valutata attraverso la (22). In particolare, l'estensione della zona compressa  $x_c$  è valutata con riferimento alla precedente condizione, ossia di minima entità dello sforzo assiale agente nella colonna inferiore ( $N=N_{min}$ ).

Dall'equilibrio alla rotazione del nodo, nella condizione di massima resistenza flessionale della trave valutata nella sezione di interfaccia, l'entità del momento flettente agente nella sezione di interfaccia colonna-nodo può valutarsi come:

$$M_c = V_c \left( L_c - \frac{h_b}{2} \right) = \frac{1}{2L_c} \frac{M_{Rb}}{\left( 1 - \frac{h_c}{2L_b} \right)} \left( L_c - \frac{h_b}{2} \right) = \frac{1}{2} \frac{M_{Rb}}{\left( 1 - \frac{h_c}{2L_b} \right)} \left( 1 - \frac{h_b}{2L_c} \right)$$

pari a  $M_c=71.45$  kNm, ben al di sotto del corrispondente momento di snervamento della sezione. Pertanto, nella sezione di interfaccia tra la colonna inferiore e il nodo agisce uno sforzo assiale  $N=211$  kN e un momento flettente pari a 71.45 kNm.

L'estensione della zona compressa  $x_c$  è valutata sia attraverso l'analisi della sezione che mediante l'applicazione della (24). L'analisi della conduce ad una estensione della zona compressa pari a  $(x_c/h_c)=0.33$ . Viceversa,

dall'applicazione della (24), valutata per uno sforzo assiale  $N_{\min}=211$  kN a cui corrisponde uno sforzo adimensionale pari a:

$$v_{\min} = \frac{N_{\min}}{bh_c f_c} = \frac{211 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 32.2} = 0.073$$

si ottiene:

$$\left( \frac{x_c}{h_c} \right) = (0.25 + 0.85v_{\min}) = (0.25 + 0.85 \cdot 0.073) = 0.31$$

valore non dissimile da quello derivante dalla analisi di sezione. Entrambi i risultati sono maggiori rispetto alla proposta normativa pari a:  $(0.8v_{\min}) = (0.8 \cdot 0.073) = 0.06$ . L'entità dell'armatura trasversale  $A_{sh}$  necessaria ad assicurare l'integrità del nodo in fase post-fessurata è valutata mediante la seguente:

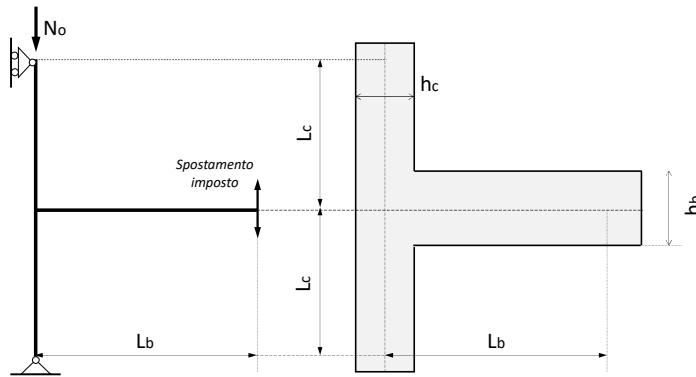
$$A_{sh} f_{0.2} = f_y A_{s2} \left(1 - \frac{x_c}{h_c}\right)$$

da cui

$$A_{sh} = \frac{f_y}{f_{0.2}} A_{s2} \left(1 - \frac{x_c}{h_c}\right) = \frac{503}{409} (3 \cdot 201) (1 - 0.31) = 511 \text{ mm}^2$$

largamente inferiore alla entità dell'armatura derivata dalla condizione progettuale di incipiente fessurazione diagonale ( $A_{sh}=1935\text{mm}^2$ ). Tale differenza va ricercata anche nella diversa tensione di progetto utilizzata nelle due diverse condizioni progettuali. Si adotta, coerentemente alla condizione di integrità del nodo, una armatura  $A_{sh}$  costituita (si veda **Figura 3c**) da singole strisce di area  $a_s=(0.9 \times 19)=17.1 \text{ mm}^2$ , disposte su  $k=3$  livelli ognuno dei quali costituito da  $n=5$  strisce, per un totale di:

$$A_{sh} = 2 \cdot (n \cdot a_s) \cdot k = 2 \cdot (5 \cdot 17.1) \cdot 3 = 513 > 511 \text{ mm}^2$$



**Figura 8.** Schema statico del sub-assemblaggio

### **Risposta sperimentale**

Lo schema statico del sub-assemblaggio corrisponde a quello di una trave appoggiata (cerniera)-appoggiata (carrello) con la trave che fa da mensola, **Figura 8**. La prova è eseguita a controllo di spostamento imposto all'estremo libero della trave. La prova è del tipo ciclica; si impone un prefissato spostamento (positivo e negativo) ripetuto tre volte e via via crescente. La risposta del sub-assemblaggio può, pertanto, rappresentarsi dallo spostamento imposto (rapportato alla luce netta della trave  $L'_b=1650\text{mm}$ , drift) e dal taglio  $V_b$  della trave, come riportato in **Figura 9**.

Sono valutati a priori il momento flettente corrispondente al primo snervamento e alla resistenza flessionale, risultando: per la trave  $M_{b,y}=124$  kNm e  $M_{Rb}=145$  kNm, rispettivamente; per le colonne,  $M_{c,y}=102$  kNm e  $M_{Rc}=106$  kNm, rispettivamente. A differenza di quanto fatto nella fase di progettazione per i materiali sono stati adottati per

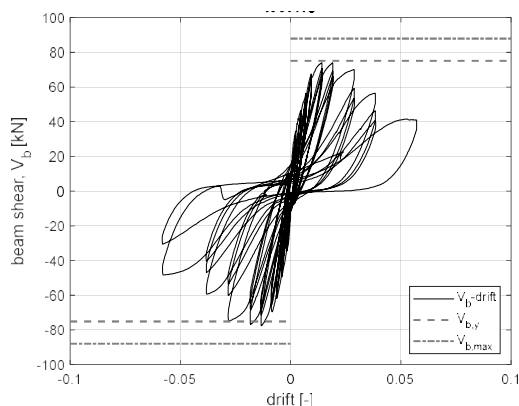
il calcestruzzo compresso il modello di Mander et al.'s (1988) mentre per l'acciaio il modello di Chang and Mander's (1994), adeguati ad un confronto numerico-sperimentale.

Dal confronto dei suddetti momenti viene confermata la gerarchia di pilastro forte-trave debole. Pertanto, è lecito attendersi che la risposta del sub-assemblaggio risulti governata dalla plasticizzazione della trave, a meno di un eventuale crisi prematura del pannello nodale. Da un punto di vista teorico, stante la suddetta gerarchia, è possibile valutare la condizione di primo snervamento e di resistenza flessionale della trave (nella sezione di interfaccia trave-nodo), esprimendola in termini di taglio  $V_b$  della trave; in particolare,  $V_{b,y} = (M_{b,y} / L'_b) = 75\text{kN}$  mentre  $V_{b,max} = (M_{Rb} / L'_b) = 88\text{kN}$ .

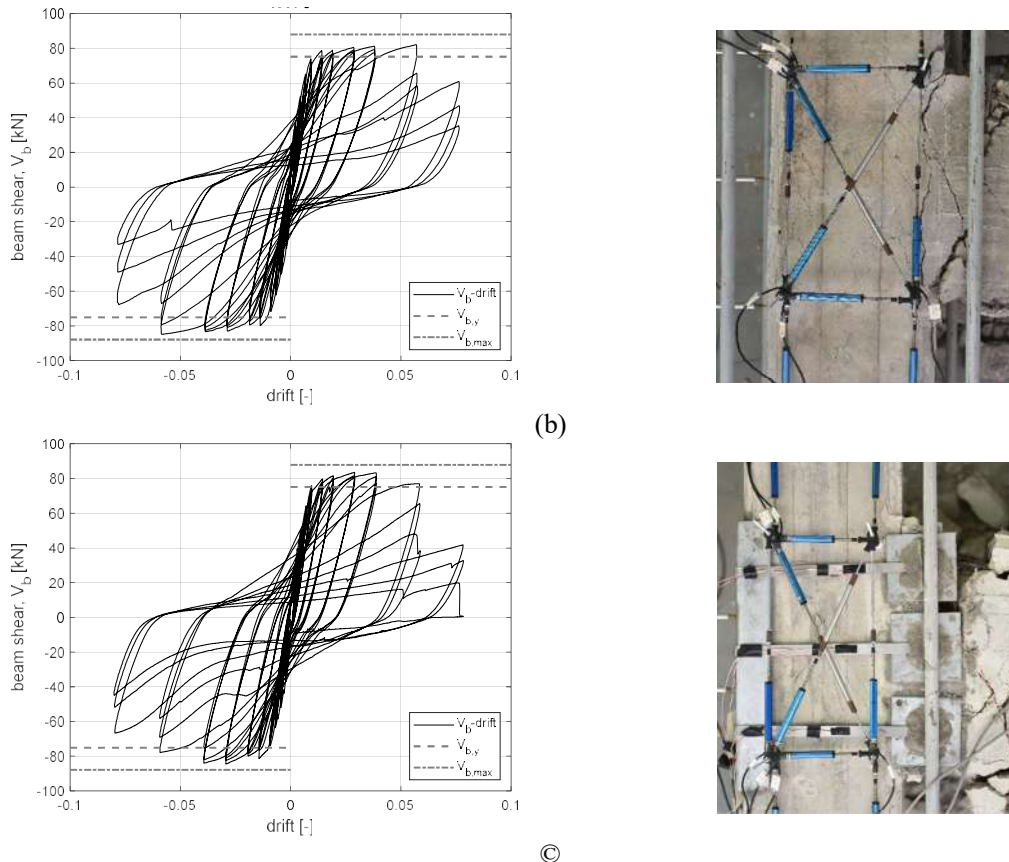
In **Figura 9a** è riportata la risposta isteretica del sub-assemblaggio NS. Si osserva come la risposta riesca a raggiungere il primo snervamento  $V_{b,y}$  per poi evidenziare, per un drift=1.5%, un degrado di resistenza (espresso come diminuzione del taglio  $V_b$  all'aumentare del drift imposto). La risposta del sub-assemblaggio è governata dalla risposta del pannello nodale. Il sub-assemblaggio, infatti, non riesce ad impegnare la capacità deformativa plastica della trave, né tantomeno a raggiungere la resistenza teoricamente prevista  $V_{b,max}$ , in quanto limitata dalla resistenza del pannello e dal suo degrado. Si riporta una immagine fotografica della intersezione nodale a fine prova; il collasso del pannello nodale con il buckling delle armature longitudinali della colonna passanti nel nodo è evidente.

In **Figura 9b** è riportata la risposta isteretica del sub-assemblaggio S. Si osserva come la risposta riesca a raggiungere il primo snervamento seguito da una fase di incrudimento plastico che viene interrotta, in corrispondenza di un drift=5.5%, dal degrado di resistenza prodotto dal buckling delle barre longitudinali della trave e dalla espulsione del copriferro. La risposta del sub-assemblaggio è governata dalla risposta flessionale della trave; la resistenza sperimentale non raggiunge quella teoricamente prevista  $V_{b,max}$  per l'insorgere del fenomeno di buckling delle armature longitudinali della trave, che ne limita anche la capacità deformativa. Si riporta una immagine fotografica della intersezione nodale a fine prova; risulta evidente come il danneggiamento interessi la sola trave (zona dissipativa).

In **Figura 9c** è riportata la risposta isteretica del sub-assemblaggio NS-R. Si osserva una risposta simile al caso S. Infatti, la risposta riesce a raggiungere il primo snervamento, seguito da una fase di incrudimento plastico che viene interrotta, in corrispondenza di un drift=3%, dal degrado di resistenza prodotto dalla espulsione del copriferro della trave. La risposta del sub-assemblaggio è governata dalla risposta flessionale della trave; la resistenza sperimentale non raggiunge quella prevista in quanto limitata dall'espulsione del copriferro della trave, che ne limita anche la capacità deformativa. Si riporta una immagine fotografica della intersezione nodale a fine prova; risulta evidente come il danneggiamento interessi la sola trave (zona dissipativa).



(a)



**Figura 9.** Risposta sperimentale espressa in termini di taglio trave-drift e relativa immagine fotografica del pannello nodale a fine test per: (a) provino NS, (b) provino S, (c) provino NS-R

#### 4. CONCLUSIONI

Nel presente studio è stato illustrato un esempio applicativo di una tecnologia di rinforzo di nodi trave-colonna in c.a. appartenenti ad edifici esistenti mediante l'applicazione di nastri metallici pretesi.

A tale scopo, sono state innanzitutto descritte le basi teoriche degli approcci normativi alle verifiche di sicurezza di nodi trave-colonna, sia in assenza che in presenza di armatura trasversale; nel secondo caso, sono stati quindi descritti gli approcci progettuali per il dimensionamento della stessa.

Sono state poi descritte le principali caratteristiche della tecnologia di rinforzo adottata, che prevede appunto l'impiego di nastri metallici pretesi, posti in opera mediante la preventiva esecuzione di fori passanti, e che costituiscono, di fatto, nel caso specifico di applicazioni di rinforzo a nodi trave-colonna in c.a., un'armatura trasversale "esterna" aggiuntiva. Il progetto di un intervento di rinforzo di questo tipo può riferirsi, in sostanziale coerenza con le indicazioni normative per il progetto di armatura trasversale per nodi trave-colonna in edifici di nuova progettazione, a due diverse condizioni: (i) incipiente fessurazione diagonale, ovvero attingimento di una tensione principale di trazione pari alla resistenza a trazione, sotto l'effetto delle azioni di progetto e – in questo caso – della precompressione laterale derivante dalla pretensione dei nastri; (ii) integrità del nodo in fase post-fessurata, ovvero affidamento dell'aliquota del taglio di nodo in eccesso rispetto a quella sostenuta dal macropuntone diagonale di calcestruzzo compresso all'armatura trasversale, in questo caso costituita appunto dai nastri metallici, successivamente alla fessurazione diagonale.

È stato poi illustrato un esempio applicativo su provini in scala reale costituiti da sub-assemblaggi strutturali rappresentativi di nodi esterni ("a T") appartenenti ad un edificio in c.a. esistente – con gerarchia trave debole-colonna forte, privi di staffe nel pannello nodale, sottoposti a prove pseudo-statiche presso il Laboratorio del DIST dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Sono stati illustrati, in particolare, i risultati relativi a tre provini: uno, di riferimento, rappresentativo del nodo “reale”, appartenente all’edificio esistente, privo appunto di staffe nel pannello nodale e privo di rinforzo (NS); un secondo identico al primo ma dotato di staffe nel pannello nodale rispettose delle attuali prescrizioni normative, che costituisce un valido riferimento “ideale” (S); infine, un terzo identico al primo ma dotato, appunto, di un rinforzo costituito da nastri metallici pretesi, atto a valutare l’efficacia di tale tecnologia di rinforzo (NS-R).

Il progetto dei nastri metallici per il provino NS-R è stato dettato dalla condizione (ii) sopra illustrata, ovvero l’integrità del nodo in fase post-fessurata; il rispetto della condizione (i), ovvero l’incipiente fessurazione diagonale, grazie all’effetto di precompressione del pannello nodale associato alla pretensione dei nastri, avrebbe infatti richiesto un numero eccessivamente elevato di nastri stessi.

I risultati sperimentali hanno mostrato che la risposta del provino NS, privo sia di staffe che di rinforzo esterno nel pannello nodale, è stata caratterizzata da una crisi dettata dal collasso del pannello nodale stesso dopo lo snervamento flessionale della trave. Il provino S, invece, grazie alla presenza di staffe nel pannello nodale ha mostrato, come atteso, una risposta caratterizzata da una crisi duttile, con lo sviluppo di una cerniera plastica all’estremità della trave e la sola fessurazione del pannello nodale, senza collasso dello stesso. La risposta del provino rinforzato, NS-R, infine, è stata del tutto simile alla risposta del provino dotato di staffe, S. Anche in questo caso, infatti, si è osservata una crisi duttile con sviluppo di cerniera plastica all’estremità della trave e sola fessurazione del pannello nodale.

La presenza dei nastri metallici, quindi, si è dimostrata in grado – pur non impedendo la fessurazione diagonale del pannello nodale, come atteso in base alle modalità di progettazione valide anche per il provino dotato di staffe – di incrementare la resistenza a taglio del pannello nodale, impedendone il collasso e riconducendo la risposta del sub-assemblaggio del provino NS-R a quella del sub-assemblaggio con staffe (provino S), dimostrando quindi la piena efficacia dell’intervento e la validità della procedura di dimensionamento adottata.

Ulteriori sviluppi della tecnologia illustrata e delle relative indagini teoriche e sperimentali potranno riguardare, ad esempio, l’efficacia dell’intervento stesso nel caso di provini con differenti caratteristiche, quali: la percentuale meccanica di armatura longitudinale nella trave, le diverse prestazioni di aderenza come nel caso di barre lisce, la presenza di un elemento costituente l’impalcato (i.e., solaio) sulla risposta del sub-assemblaggio.

### **Ringraziamenti**

Si ringrazia ReLUIS-DPC 2019-2021 - WP5: Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati e WP11: Contributi normativi relativi a Costruzioni Esistenti in Cemento Armato, finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC). EDIL CAM® Sistemi Srl ha fornito i materiali di rinforzo e ha realizzato gli interventi di rinforzo.

### **Bibliografia**

- Chang G.A., Mander J.B., 1994. *Seismic energy-based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 1 - evaluation of seismic capacity*. Technical Report NCEER-94-0006. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Circolare 10 aprile 1997 n.65. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996. G.U. 28 aprile 1997 n.97.
- Circolare 2019. Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 7 del 21/1/2019. Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. G.U. n. 35 dell’11/2/2019.
- De Risi M.T., Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G., 2016. Experimental assessment of unreinforced exterior beam-column joints with deformed bars. *Engineering Structures*, 112, 215-232.
- De Risi M.T., Verderame G.M., 2017. Experimental assessment and numerical modelling of exterior non-conforming beam-column joints with plain bars. *Engineering Structures*, 150, 115-134.
- Dolce M., Gigliotti R., Laterza M., Nigro D., Marnetto R., 2001a. Il rafforzamento dei pilastri in c.a. mediante il sistema CAM. *Atti del X Convegno ANIDIS “L’ingegneria sismica in Italia”*, Settembre 9-13, Potenza-Matera, Italia. Paper F3-01.
- Dolce M., Nigro D., Ponso F.C., Marnetto R., 2001b. Rafforzamento delle strutture murarie: il sistema CAM di Cuciture Attive per la Muratura. *Atti del X Convegno ANIDIS “L’ingegneria sismica in Italia”*, Settembre 9-13, Potenza-Matera, Italia. Paper E3-07.
- Fardis M.N., 2009. *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8*. Springer.



- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8), 1804-1826.
- NTC 2008. Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. Norme tecniche per le costruzioni. G.U. 04 febbraio 2008 n.29.
- NTC 2018. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Norme Tecniche per le Costruzioni. G.U. n. 42 del 20/2/2018.
- Paulay T., Priestley M.J.N., 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, New York, USA.
- Spinella N., Colajanni P., Recupero A., 2014. Experimental in situ behaviour of unreinforced masonry elements retrofitted by pre-tensioned stainless steel ribbons. *Engineering Structures*, **73**, 740-753.