

LINEE GUIDA – CUCITURE ATTIVE MANUFATTI IN C.A.

**PROCEDURA GENERALE PER LA
PROGETTAZIONE DI INTERVENTI
DI RINFORZO SU STRUTTURE IN CA
CON IL SISTEMA DI CUCITURA
ATTIVA C.A.M.**

A cura di

Ing. Roberto Marnetto

Ing. Alessandro Vari

INDICE

1	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA ALLO STATO ATTUALE	2
2	ANALISI STRUTTURALE	3
3	INDIVIDUAZIONE DEGLI STATI TENSIONALI E DELLE ZONE CRITICHE	6
4	SCELTA DELLE TECNICHE DI RINFORZO (legatura diffusa, confinamento, catene,..)	6
5	DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO	8
5.1	DEFINIZIONI GEOMETRICHE DEL RINFORZO MEDIANTE IL CAM.....	8
5.2	RESISTENZE DI CALCOLO	10
5.2.1	Struttura in Calcestruzzo Armato.....	10
5.2.2	Resistenza Nastri CAM.....	12
5.3	CONFINAMENTO (Circolare n.617 02/02/2009, EN 1998-3:2005)	13
5.3.1	Calcolo dell'aumento di resistenza a compressione centrata del calcestruzzo confinato mediante il C.A.M.....	13
5.3.2	Calcolo dell'aumento di duttilità a compressione del calcestruzzo confinato mediante il C.A.M.	15
5.4	PRESSOFLESSIONE (NTC 2008)	16
5.4.1	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo	16
5.4.2	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo confinato	17
5.4.3	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio	17
5.4.4	Rinforzo a Pressoflessione su pilastri in CA mediante il CAM.....	17
5.5	TAGLIO	21
5.5.1	Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA senza armatura trasversale (NTC 2008, p.4.1.2.1.3.1)	21
5.5.2	Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA con armatura trasversale (NTC 2008, p.4.1.2.1.3.2)	23
5.5.3	Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA Rinforzati mediante il CAM.....	27
5.6	NODO TRAVE-PILASTRO.....	31
5.6.1	Sollecitazioni agenti sul nodo	32
5.6.2	Rinforzo del nodo con sistema CAM.....	33
5.6.3	Verifica a Nodo Non Fessurato (Circolare 617/2009)	34
5.6.4	Verifica a Nodo Fessurato (7.4.4.3.1 NTC2008).....	36
5.7	IL SISTEMA DIS-CAM	38
5.7.1	Cenni teorici.....	39
5.7.2	Criterio di dimensionamento e progetto del DIS-CAM.....	43
5.7.3	Parametri dimensionali	43
6	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE	47

1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA ALLO STATO ATTUALE

- **Rilievo strutturale**
 - Geometria delle pareti e articolazione dei solai
 - Fondazioni
 - Tipologia del terreno di fondazione
- **Rilievo del quadro fessurativo**
- **Caratterizzazione dei materiali**
 - Indagini di campo
 - **Martinetti piatti:**
 - stato tensionale attuale (*martinetto semplice*)
 - consente di verificare il modello di valutazione dei carichi sulla struttura
 - caratterizzazione del modulo elastico (E) e di Poisson (ν) (*doppio taglio e due martinetti*)
 - caratterizzazione della risposta elastica del materiale e, tramite ν , della deformabilità a taglio (attraverso ν si individua G)
 - tensione di rottura (*doppio taglio e due martinetti*)
 - **rimozione dell'intonaco a campione o totale (mette in luce solo il paramento esterno)**
 - tipologia del tessuto murario
 - tipologia degli inerti
 - caratterizzazione visiva della malta
 - tipologia di tessitura muraria
 - verifica della presenza di eventuali diatoni
 - grado di collegamento tra pareti ortogonali
 - **indagine endoscopica** (foratura e rilievo visivo dell'organizzazione muraria nello spessore)
 - tipologia degli inerti
 - esistenza o meno della malta
 - caratterizzazione visiva della malta
 - tipologia di tessitura muraria (vuoti, organizzazione, presenza o meno di legante)
 - **indagine soniche**
 - modulo elastico (E)
 - individuazione di eventuali vuoti e/o disuniformità
 - riferimenti normativi
 - NTC 2008
 - OPCM 3274 e successive modifiche, allegato 11.D, tabella 11.D.1 e tabella 11.D.2

2 ANALISI STRUTTURALE

- **modellazione della struttura**
 - Scelta preliminare di modellazione
 - Modellazione a shell
 - Schematizzazione a telaio equivalente (elementi beam)
 - inserimento dei parametri meccanici
 - caratteristiche dei materiali
 - vincoli interni
 - connessioni tra pareti
 - connessioni tra pareti e orizzontamenti (coperture, solai, volte, scale, ...)
 - definizione della tipologia di solaio (rigido o deformabile)
 - sconnessioni conseguenti alle eventuali fessurazioni (*dal rilievo del quadro fessurativo*)
 - vincoli esterni
 - schematizzazione del vincolo di base (fondazioni e terreno)
 - eventuali vincoli di continuità con edifici/strutture adiacenti (vd anche i vincoli interni)
 - inserimento dei carichi (con riferimento ai coefficienti parziali ($\gamma_G, \gamma_Q, \dots$) allo stato limite)
 - permanenti: strutturali, portati
 - distorsioni
 - termiche (*irrilevante*)
 - accidentali
 - d'esercizio sugli orizzontamenti
 - vento (*vd. anche DM 16.01.96*)
 - neve (*vd. anche DM 16.01.96*)
 - sismici
 - spettro **elastico** di riferimento
 - zonizzazione:
 - a_g : accelerazione al suolo
 - F_0 : fattore di amplificazione dello spettro
 - tipologia di terreno (A, B, C, D, E: tab. 3.2.II & 3.2.III)
 - coefficienti di caratterizzazione (cap. 3.2)
 - S: topografico (tab. 3.2.V & 3.2.VI)
 - ξ : coefficiente di smorzamento viscoso (in mancanza di più precise valutazioni si assume pari al 5%)
 - η : fattore di alterazione dello spettro in funzione di ξ
 - fattore di struttura: q (coefficiente demoltiplicativo dello spettro) p.to 7.4.3.2
 - differenziato per tipologia di analisi
 - *analisi non lineare (push_over)*: q=1;
 - *analisi lineari*: q>1;

- spettro sismico per lo SLU: spettro elastico demoltiplicato del fattore di struttura q
 - **analisi numerica (in ordine accuratezza del risultato)**
 - statica lineare equivalente (zona 4, edifici semplici come definito nell'NTC p.to (verificare))
 - dinamica modale a spettro di risposta
 - dinamica lineare al passo con utilizzo di accelerogrammi
 - *NOTA: poco significativa nell'analisi di strutture in muratura*
 - statica non lineare (push-over) → verifica allo SLU nelle due direzioni ortogonali
 - dalla analisi modale mi ricavo i fattori di partecipazione di massa relativi ad ogni modo;
 - individuazione dei due gruppi di distribuzione di forze:
 - **GRUPPO 1 (distribuzioni principali):**
 - *Triangolare come da forze statiche equivalenti (cap. 7.3.3.2) se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 60% (solo per le murature) ed a condizione di utilizzare come 2° gruppo di distribuzione la 2.a*
 - *dalla **analisi modale** distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del 1° modo di vibrare, se superiore al 60% (solo per le murature) di partecipazione in massa – (vd Allegato)*
 - *dalla **analisi dinamica lineare modale** (con almeno l'85% di partecipazione di massa): distribuzione dei tagli di piano, quando il 1° modo di vibrare è superiore a T_c – (vd Allegato)*
 - **GRUPPO 2 (distribuzioni secondarie)**
 - *Distribuzione uniforme di forze intesa come distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza (efficace per la verifica delle pareti fuori dal piano)*
 - *Distribuzione adattiva (a partire da una delle 3 distribuzioni del GRUPPO 1) che cambia in funzione della plasticizzazione della struttura: richiede l'aggiornamento del modello per ogni ulteriore plasticizzazione (ideale e omnicomprendensiva per l'analisi push-over)*
 - *Applicazione del gruppo di forze considerato (uno per ogni gruppo) in modo incrementale tale da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale d_c del punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione fino alla riduzione del 20% taglio massimo alla base registrato (F_{bu}).*
 - *NOTA: Il diagramma della variazione del taglio alla base con l'incremento dello spostamento del punto di controllo rappresenta la **curva di capacità della struttura***
 - *NOTA: Ad ogni step incrementale si verifica lo stato tensionale dei materiali, sezione per sezione, e si valuta il livello di reazione di ogni singolo elemento*



OHSAS 18001:2007



REGISTRARS



UNI EN ISO 3834-2



ISO 9001:2008



0273

Cert. n. AJAEU/13/13002

- NOTA: Si sommano i contributi di reazione dei vari elementi che lavorano in parallelo e si ottiene il livello di reazione della struttura (contestualmente si evidenziano gli elementi che man mano si plasticizzano)
- NOTA: Si procede fino allo spostamento relativo all'80% della reazione massima
- **Determinazione della curva di capacità bilineare equivalente → determinazione del pendolo equivalente**
 - NOTA: la curva di capacità della struttura deve essere scalata del fattore di partecipazione modale (Circolare Applicativa al p.to 7.3.4.1) per ottenere la curva caratteristica forza spostamento del sistema equivalente
 - NOTA: la curva caratteristica forza spostamento del sistema equivalente deve essere approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree, posta l'individuazione della rigidezza e della forza di snervamento
 -
 - NOTA: il ramo elastico (che caratterizza la rigidezza) è la linea che congiunge l'origine con il punto sulla curva caratteristica corrispondente ad un taglio pari a 0.7 (NTC 2008 p.to 7.8.1.6 - nella Circolare Applicativa al p.to 7.3.4.1 il fattore di riduzione è pari a 0.6) del taglio massimo alla base e prosegue fino alla forza di snervamento
 - NOTA: la forza di snervamento si individua imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalla bilineare equivalente con la curva caratteristica forza spostamento
- **Determinazione delle caratteristiche meccaniche del pendolo equivalente:**
 - **Massa, Forza ultima, Rigidezza, spostamento ultimo, periodo di oscillazione**
 - **Massa:** ricavata dalla analisi condotta con la ripartizione delle forze del Gruppo I
 - **Spostamento ultimo** dalla curva caratteristica forza spostamento
 - **Rigidezza** dalla bilineare equivalente
 - **Forza ultima** coincide con la forza di snervamento della bilineare equivalente
 - **Determinazione del periodo del pendolo equivalente**
- **Entro con il periodo dentro lo spettro elastico → individuo l'accelerazione corrispondente → la moltiplico per la massa del pendolo → definisco la forza spettrale del pendolo equivalente**
- **Determinazione dello spostamento massimo del pendolo equivalente dallo spettro di spostamento elastico**
- **Confronto tra lo spostamento massimo dallo spettro e lo spostamento ultimo dalla curva bilineare**
 - Se $d_{max} > d_u$ allora ricominciare (incrementare il CAM o aggiornare la struttura o ...)
 - Se $d_{max} \leq d_u$ verifica soddisfatta se: **la forza spettrale del pendolo equivalente deve essere al massimo 3.0 volte la forza resistente ultima (NTC 2008 – p.to 7.8.1.6).**

3 INDIVIDUAZIONE DEGLI STATI TENSIONALI E DELLE ZONE CRITICHE

- Dall'analisi della struttura devono essere individuate le situazioni critiche evidenziate dal meccanismo di rottura (push over) o dalle zone di sovraccarico (analisi elastica):
 - o Schiacciamento
 - o Presso flessione
 - o Taglio

4 SCELTA DELLE METODOLOGIE DI RINFORZO

- **CONFINAMENTO**
 - o Cerchiatura/Confinamento mediante legature orizzontali
 - Parametri: passo, numero legature sovrapposte, dimensioni ed estensione degli angolari;
 - Dimensionamento:
 - Analisi elastica lineare (vd. cap. 5): dimensionamento del confinamento per integrare la **resistenza** disponibile del materiale a quella richiesta dall'analisi;
 - Analisi non lineare: Il materiale viene messo in condizione di potersi deformare maggiormente sotto compressione in conseguenza del confinamento che ne assorbe la dilatazione laterale. Nell'analisi deve essere controllato se, in virtù dell'incremento di cedevolezza, sia sufficiente la corrispondente residua capacità portante.
 - Principio di miglioramento:
 - l'incremento in termini di pressione resistente verticale è pari alla pressione efficace conseguente alla forza di confinamento → pressione laterale sul volume di riferimento individuato dall'interasse delle legature.
 - L'incremento in termini di deformabilità è proporzionale all'incremento di capacità portante nel ramo elastico e alla deformabilità delle legature oltre il loro limite di snervamento che consente un accorciamento dell'elemento a scapito di uno spanciamento laterale.
- **PRESSOFLESSIONE**
 - o Confinamento / collaborazione flessionale degli angolari
 - Parametri: passo orizzontale, barre di continuità
 - Dimensionamento:
 - Analisi elastica lineare (vd. cap. 5): dimensionamento del confinamento e del quantitativo di armatura aggiuntiva per integrare la resistenza disponibile dell'elemento in CA a quella richiesta dall'analisi;
 - Analisi non lineare: l'elemento strutturale viene controllato in virtù della sua condizione deformata consentita dalla nuova configurazione resistente: capacità di rotazione delle cerniere plastiche.
 - Principio di miglioramento: le armature di continuità conferiscono incremento di capacità portante a trazione (incremento diretto del momento ultimo); le legature orizzontali incrementano la duttilità.

- TAGLIO

- Rafforzamento comportamento a Traliccio: inserimento di maglie di nastri a staffare
 - Parametri: passo, numero legature sovrapposte
 - Dimensionamento
 - Analisi elastica lineare: dimensionamento della coppia passo numero di nastri in funzione della sollecitazione a Taglio (domanda) richiesta
 - Principio di miglioramento:
 - le legature incrementano l'armatura a taglio preesistente conferendo una maggiore duttilità e resistenza all'elemento.

- NODO TRAVE PILASTRO

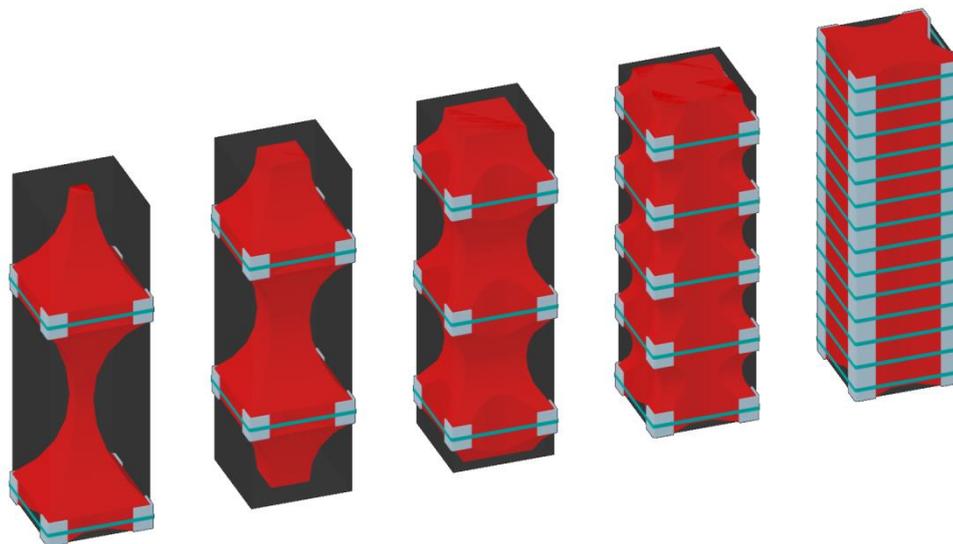
- Incremento resistenza a taglio: inserimento di maglie di nastri orizzontali e/o Criss-cross
 - Parametri: numero di maglie e legature sovrapposte
 - Dimensionamento
 - Analisi elastica lineare: dimensionamento della coppia maglie e numero di nastri in funzione della sollecitazione a Taglio (domanda) richiesta
 - Principio di miglioramento:
 - le legature incrementano l'armatura a taglio preesistente conferendo una maggiore duttilità e resistenza all'elemento.

- DIS-CAM

- Conseguimento della gerarchia delle resistenze trave-pilastro
 - Parametri: Capacità flettente pilastro e travi concorrenti
 - Dimensionamento
 - Analisi plastica: dimensionamento della geometria/resistenza della lamella per l'ottenimento dell'adeguato e differenziato rinforzo a flessione sul pilastro e sulle travi
 - Principio di miglioramento:
 - La lamella del DIS-CAM costituisce una armatura aggiuntiva a flessione con funzionamento a trazione per il pilastro, a flessione per la trave, con un aumento dell'energia dissipata (dissipatore elasto-plastico).

5 DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO

5.1 DEFINIZIONI GEOMETRICHE DEL RINFORZO MEDIANTE IL CAM



Schema statico elementare di riferimento

b_f = larghezza singolo nastro

t_{fs} = spessore singolo nastro

n_{str} = numero nastri sovrapposti

$t_{ft} = t_{fs} \times n_{str}$ = spessore totale nastri

p_f = passo verticale dei nastri

L_{ang} = larghezza ala angolari

t_{ang} = spessore ala angolari

L'intervento con il Sistema di rinforzo CAM su elementi in Cemento Armato è costituito da nastri in acciaio ad alta resistenza singoli o sovrapposti posizionati in maglia chiusa e pretensionati così da imporre uno stato di confinamento all'elemento stesso. Ai quattro vertici della sezione dell'elemento vengono di norma posizionati quattro elementi presso piegati ad L in acciaio con funzione di distribuzione delle azioni confinanti dei nastri (migliorandone così l'efficienza).

Tali pressopiegati hanno la superficie interna a contatto con il CLS irruvidita da una apposita lavorazione e la superficie esterna liscia per favorire un pretensionamento quanto più possibile uniforme dei nastri.



Cert. n. AJA14/AN1904



UNI EN ISO 3834-2



ISO 9001:2008



0273
Cert. n. AJAEU/13/13002

Il sistema di rinforzo permette di ottenere i seguenti miglioramenti:

- Aumento di resistenza e duttilità a compressione centrata mediante l'effetto del confinamento attivo;
- Aumento di duttilità a compressione del CLS con aumento della rotazione ultima della sezione a presso-flessione o flessione semplice;
- Aumento del Taglio resistente grazie alla aggiunta di armatura a taglio (staffatura dei nastri);
- Aumento di armatura a trazione e dunque del Momento Resistente nel caso in cui gli angolari vengano resi solidali alla sezione;

Di seguito si esporranno i metodi di dimensionamento e verifica del sistema per l'ottenimento delle migliori precedenti.

5.2 RESISTENZE DI CALCOLO

5.2.1 Struttura in Calcestruzzo Armato

Nelle NTC 2008 viene specificato come ricavare i valori di resistenza da utilizzare per le verifiche. In particolare il Cap. 8.7.2 recita:

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto Tali valori vanno di norma ridotti mediante i Fattori di Confidenza definiti al capitolo C8A.1.A.4 della Circolare e riportati schematicamente nella tabella C8A.1.1 in funzione del Livello di Conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Nella Circolare Applicativa n.617/2009 al capitolo C.8.7.2.4 però tale descrizione viene maggiormente dettagliata modificandola in funzione del tipo di analisi sismica svolta. In particolare:

Nel caso di analisi elastica o dinamica modale con spettro di progetto e con fattore di struttura q (q compreso tra 1.5 e 3.0) si ha:

- Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta **dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$** sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.
- Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Nel caso di analisi non lineare statica (Push-over) o dinamica (integrazione al passo) si ha:

- La verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli

elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

- Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttile”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragile”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

In sintesi ponendo :

f_{cm} = resistenza media ottenuta da prove

si ha:

<u>RESISTENZA DI CALCOLO f_{cd}</u> <u>PER STRUTTURE ESISTENTI IN C.A.</u>	Meccanismi Duttile o Fragili		Meccanismi “Fragili” primari	
	Fattore di Struttura q	Resistenza del materiale	Fattore di Struttura q	Resistenza del materiale
Analisi Lineare Statica o Dinamica modale con fattore q	$q= 1.5 - 3$	f_{cm} / FC	$q=1.5$	$f_{cm} / (\gamma_M \times FC)$
Analisi non Lineare	-	f_{cm} / FC	-	$f_{cm} / (\gamma_M \times FC)$

5.2.2 Resistenza Nastri CAM

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox C1000 UNI-EN 10088-4 con le seguenti caratteristiche:

- spessore 0,9 mm e larghezza 19 mm
- resistenze a snervamento $f_{yk} \geq 700 \text{ N/mm}^2$ e a rottura $f_{tk} \geq 1000 \text{ N/mm}^2$
- allungamento a rottura almeno pari al 8%.

Per la resistenza del nastro, la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ è assunta pari al minore fra $N_{pl,RD}$ resistenza plastica della sezione lorda A e la resistenza $N_{u,Rd}$ a rottura della sezione netta A_{net} in corrispondenza della giunzione per la quale è garantita una resistenza minima pari al 70% della resistenza del nastro stesso.

$$f_{yd} = \min \left\{ \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \frac{0.7 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\}$$

dove $\gamma_{M0} = 1,10$ e $\gamma_{M2} = 1,25$

Si considera quindi una tensione di calcolo pari a

$$f_{yd} = \frac{0.7 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 560 \text{ N/mm}^2$$

5.3 CONFINAMENTO (Circolare n.617 02/02/2009, EN 1998-3:2005)

La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura in funzione della geometria e della tipologia del sistema a base del CAM. Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre i nastri in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento. La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{Sd} \leq N_{Rcc,d}$$

essendo N_{Sd} il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza della colonna in CA confinata.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rcc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rcc,d} = A_c \cdot f_{ccd} + A_f \cdot f_{yd} \geq A_c \cdot f_{cd} + A_f \cdot f_{yd}$$

Dove:

f_{cd} è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato;

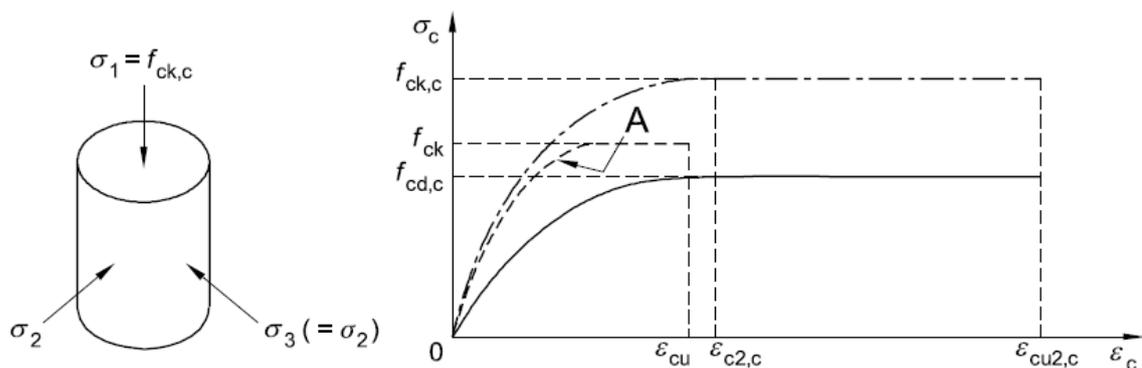
f_{ccd} è la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato;

A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo confinato.

Relazione tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato

Legenda

A Non confinato



5.3.1 Calcolo dell'aumento di resistenza a compressione centrata del calcestruzzo confinato mediante il C.A.M.

La resistenza dell'elemento confinato soggetto alla pressione di confinamento può calcolarsi con la seguente formulazione della Circolare C8A.7.6:

$$f_{ccd} = f_{cd} \left[1 + 3.7 \left(\frac{0.5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}} \right)^{0.86} \right] \quad (C8A.7.6)$$

Dove

α_n è il fattore di efficienza del confinamento nella sezione;

α_s è il fattore di efficienza del confinamento lungo l'elemento;

ρ_s è il rapporto volumetrico di armatura trasversale;

$$\rho_s = \frac{2 \cdot A_s \cdot (b + h)}{(b \cdot h \cdot s)}$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (C8A.7.7a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - h_s}{2b} \right) \left(1 - \frac{s - h_s}{2h} \right) \quad (C8A.7.7b)$$

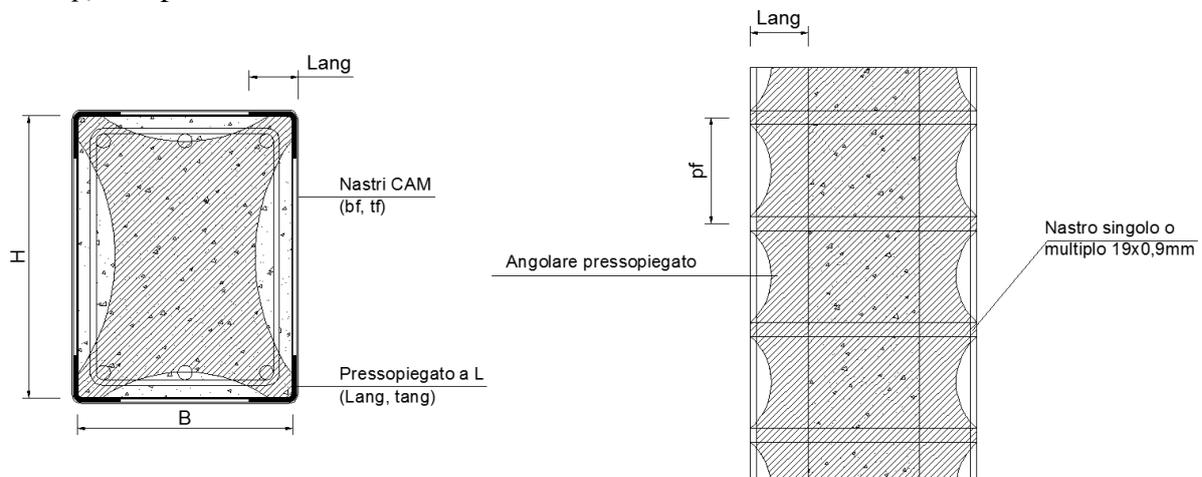
Dove:

b e h sono le dimensioni della sezione

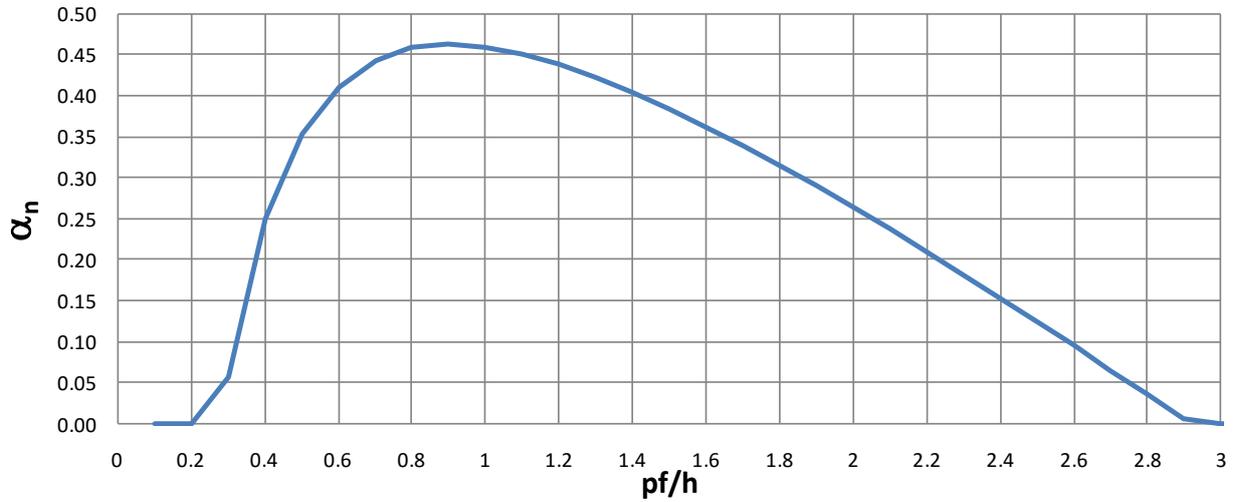
$R = \min(L_{ang}; 5 \cdot t_{ang})$

$h_s = b_f$ è pari alla larghezza dei nastri

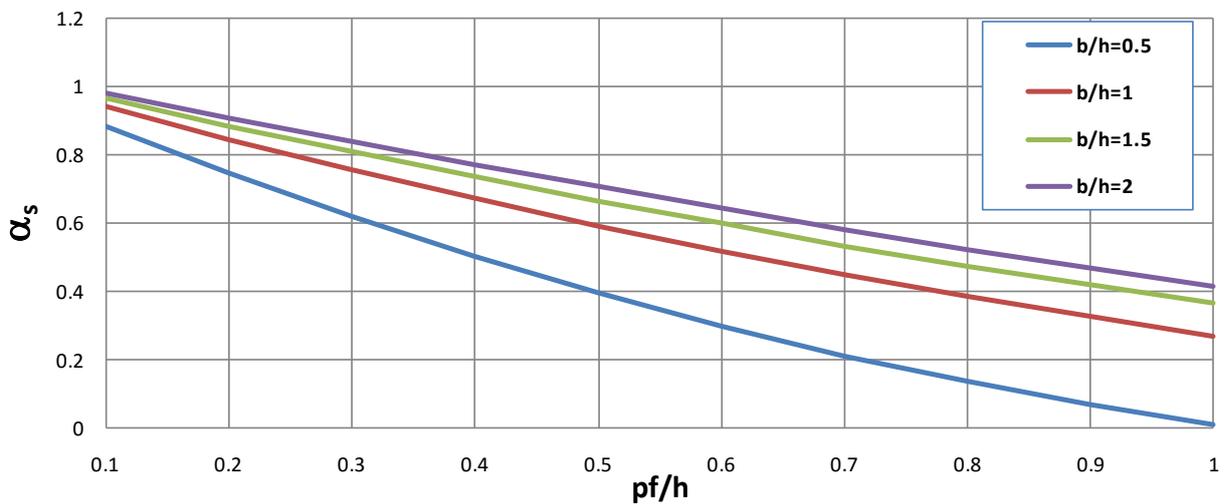
$s = p_f$ è il passo verticale dei nastri



Coefficiente di efficienza del confinamento sulla sezione



Coefficiente di efficienza verticale del confinamento



5.3.2 Calcolo dell'aumento di duttilità a compressione del calcestruzzo confinato mediante il C.A.M.

Il confinamento effettuato con il CAM aumenta la capacità resistente a compressione centrata dell'elemento e ne aumenta anche la deformazione ultima migliorandone la duttilità a compressione. Il miglioramento in termini di duttilità è espresso mediante l'incremento della deformazione ultima attraverso la seguente espressione:

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + 0.5 \cdot \frac{0.5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_{yd}}{f_{ccd}} \quad (C8A.7.8)$$

Anche la deformazione alla resistenza massima post confinamento aumenta e può essere posta

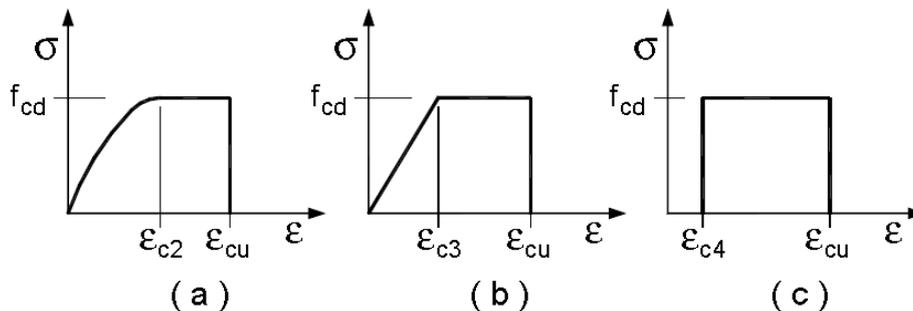
$$\varepsilon_{cc2} = \varepsilon_{c2} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{ccd}}{f_{cd}} - 1 \right) \right] \quad (\text{EN 1998-3:2005})$$

5.4 PRESSOFLESSIONE (NTC 2008)

La verifica a pressoflessione degli elementi in CA può essere eseguita sia con analisi lineare che non lineare. Nel caso di verifica non lineare è fondamentale la scelta del diagramma tensione-deformazione. Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

5.4.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu}



In figura sono rappresentati i modelli σ - ε per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,20\% & \varepsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \varepsilon_{c3} &= 0,175\% & \varepsilon_{c4} &= 0,07\% \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

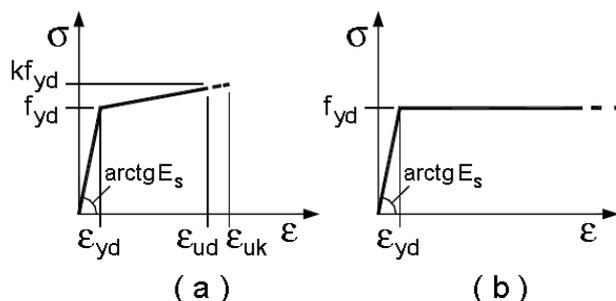
$$\begin{aligned} \varepsilon_{c2} &= 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53} & \varepsilon_{cu} &= 0,26\% + 3,5\%[(90 - f_{ck})/100]^4 \\ \varepsilon_{c3} &= 0,175\% + 0,055\%[(f_{ck} - 50)/40] & \varepsilon_{c4} &= 0,2 \cdot \varepsilon_{cu} \end{aligned}$$

5.4.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo confinato

Nel caso di calcestruzzo confinato si adottano i diagrammi tensioni-deformazioni precedenti la tensione di calcolo può essere posta pari a f_{ccd} riportata al cap. 5.3.1, mentre per la deformazione ultima si assume pari a ϵ_{ccu} e la deformazione al picco di resistenza pari a ϵ_{ccu} riportate al cap. 5.3.2.

5.4.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.



In figura sono rappresentati i modelli $\sigma - \epsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

5.4.4 Rinforzo a Pressoflessione su pilastri in CA mediante il CAM

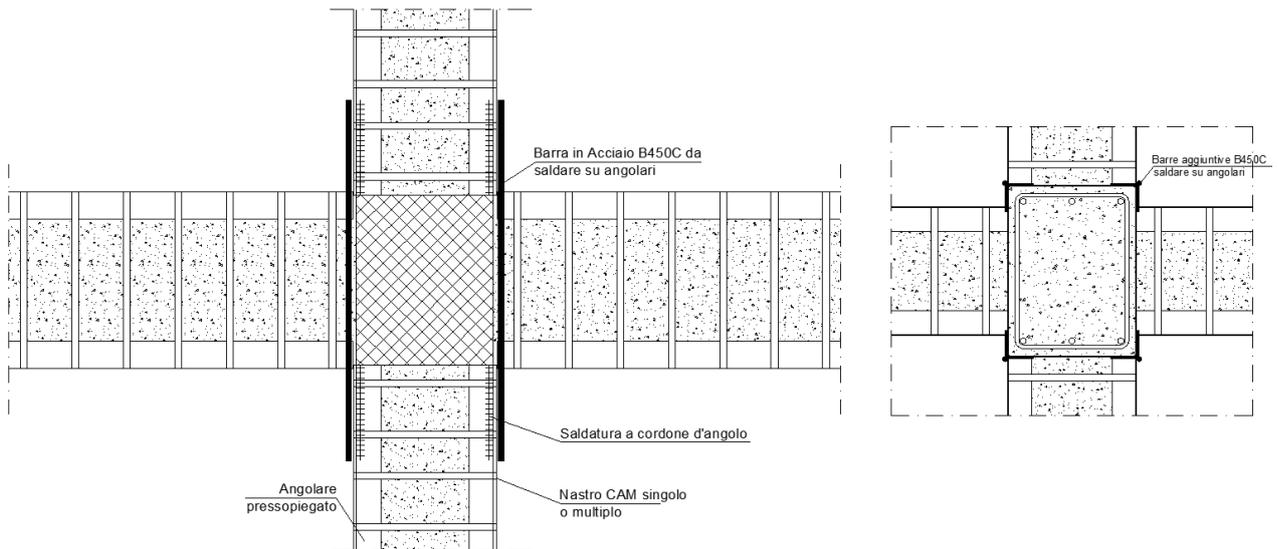
Il rinforzo mediante CAM su pilastri in CA prevede il posizionamento di pressopiegati ad L posizionati ai quattro spigoli della sezione.

Tali angolari non sono considerati una armatura aggiuntiva a pressoflessione poiché la loro continuità viene interrotta dalla presenza delle travi. Pertanto nel calcolo del momento ultimo o del Dominio di resistenza della sezione di un Pilastro rinforzato con CAM il miglioramento è fornito unicamente dall'incremento di duttilità e resistenza a compressione (cap. 5.3.1-2).

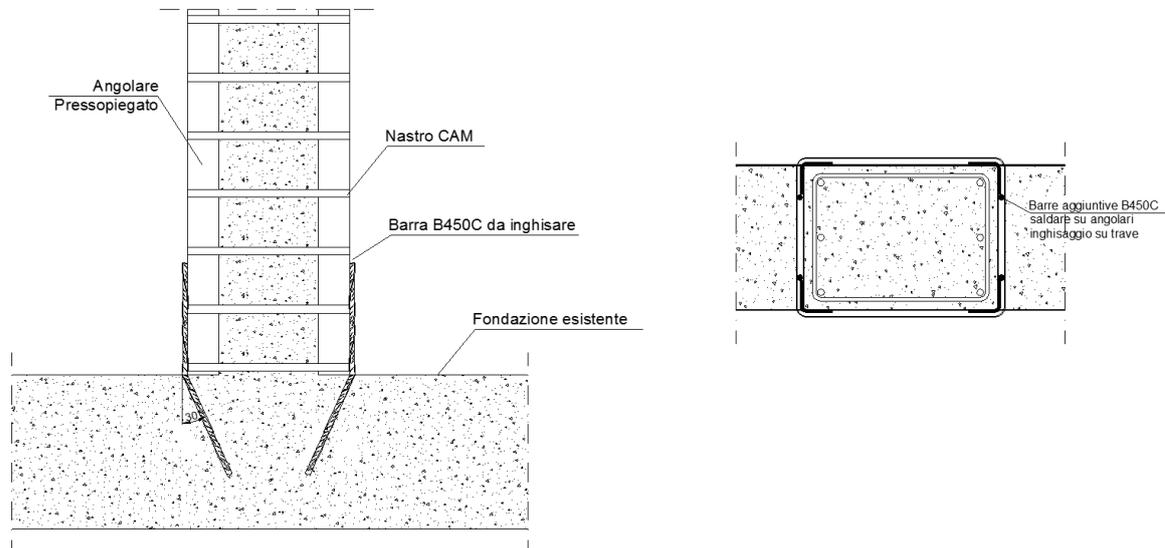
Qualora si abbia la necessità di una armatura aggiuntiva a pressoflessione in corrispondenza della testa e piede del pilastro stesso è possibile prevedere un collegamento verticale tra angolari corrispondenti tra più livelli saldando tra essi barre di armature da CA come in figura.

In questo caso il rinforzo a pressoflessione fornito dal CAM è dato da due contributi:

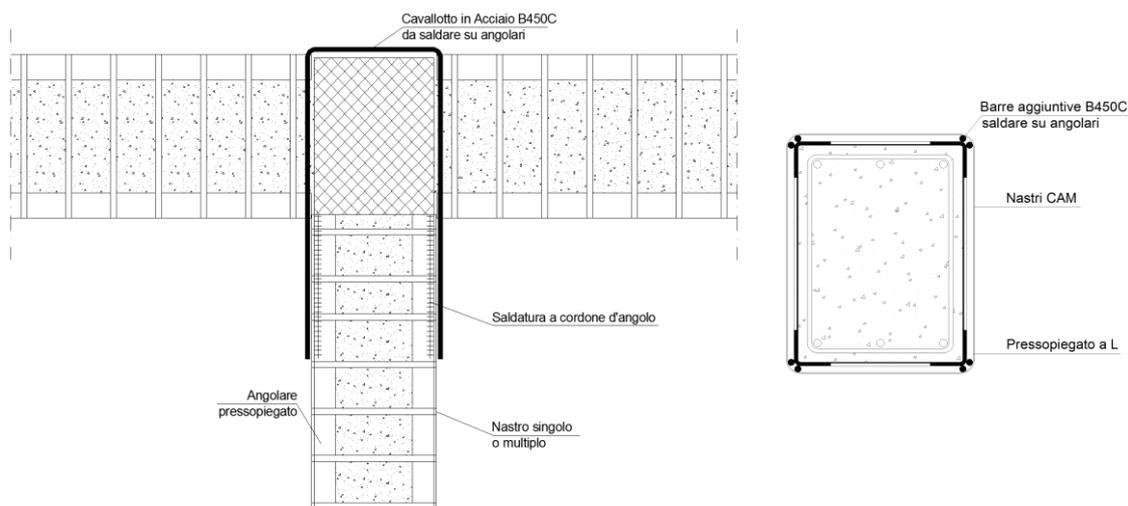
- **Incremento duttilità a compressione;**
- **Aumento di armatura a trazione.**



Particolare ancoraggio angolari su pilastro tra due livelli.



Particolare ancoraggio angolari su pilastro in fondazione o comunque mediante inghisaggio.



Particolare ancoraggio angolari su pilastro terminale mediante barra piegata ad U.

Si adotteranno barre la cui resistenza sia minore di quella degli angolari che collegano così da concentrare gli effetti di plasticizzazione solo su di esse.

Va dunque eseguito il dimensionamento della saldatura a cordone d'angolo della barra sull'angolare.

La verifica del collegamento saldato va effettuata prendendo come tensione di verifica quella del materiale meno resistente che in questo caso è il presso piegato (S235):

Acciaio	fyk Mpa	fyd Mpa	γ _M
S235	235	224	1.05
B450C	450	391	1.15

Per il collegamento saldato (NTC 2008) si pone per il cordone d'angolo una tensione a taglio resistente pari a:

$$\tau_d = \frac{f_{tk,235}}{\beta_{S235} \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} \quad (\text{da eq. 4.2.75 NTC 2008})$$

Dove

$\beta_{S235} = 0.8$ è il coefficiente di sovrarresistenza del collegamento saldato (cap. 4.2.8.2.4 NTC 2008)

$\gamma_{M2} = 1.25$ è il coefficiente parziale per i collegamenti saldati

Pertanto per barre B450C di diametro 14-16-20mm la lunghezza di ancoraggio ottimale per una saldatura a cordone d'angolo di lato Z=5mm e con sezione di gola pari a 3mm vale:



UNI EN ISO 3834-2



ISO 9001:2008



Cert. n. AJAEU/13/13002

ϕ mm	Z mm	Lanc mm
14	5	100
16	5	120
20	5	190

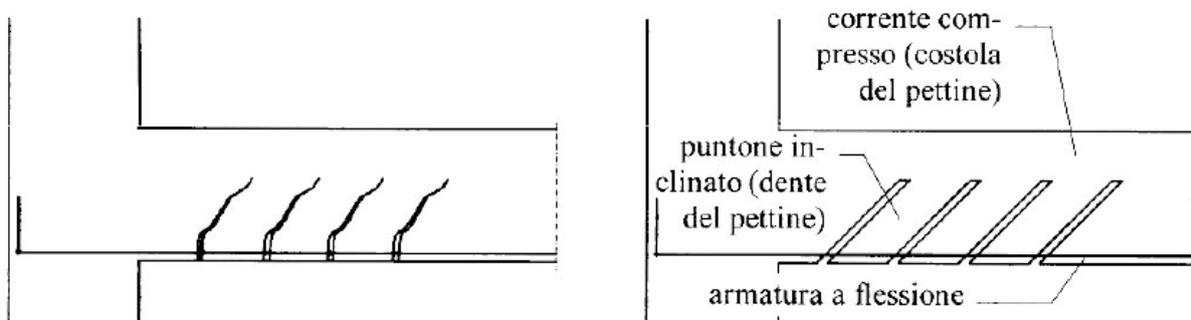
La verifica a pressoflessione deviata può essere condotta secondo i criteri riportati nelle NTC2008 e secondo l'EC2 oppure, come consigliato, secondo il metodo HSU.

5.5 TAGLIO

5.5.1 Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA senza armatura trasversale (NTC 2008, p.4.1.2.1.3.1)

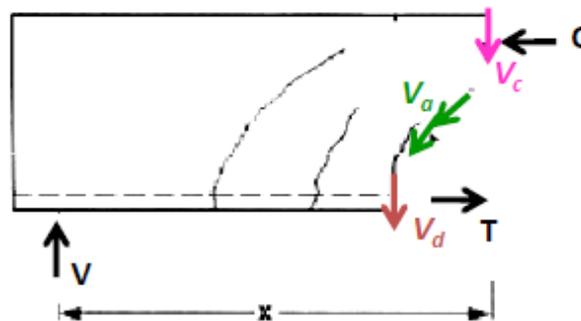
Secondo le NTC la resistenza a Taglio di un elemento in cemento armato in assenza di armatura trasversale è ricavato sulla ipotesi di comportamento resistente “a pettine”.

Il modello a pettine nasce dall’osservazione che una trave fessurata può vedersi costituita da un corrente compresso, corrispondente alla costola di un pettine, e dagli elementi compresi tra le lesioni, corrispondenti ai denti del pettine, inclinati a 45° rispetto alla costola.



La resistenza a taglio è data da 3 contributi:

- Ingranamento degli inerti (V_a)
- Effetto spinotto (V_d)
- Effetto dovuto allo sforzo assiale (V_c)



$$V_{Rd} = V_c + V_{ay} + V_d$$

La resistenza a taglio è fornita dalla seguente espressione:

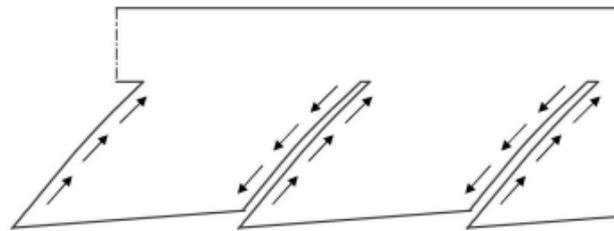
$$V_{Rd} = \left(\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

In cui sono presenti i 3 termini elencati precedentemente:

Tensione tangenziale resistente di base

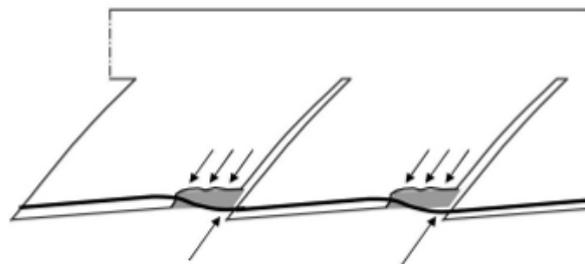
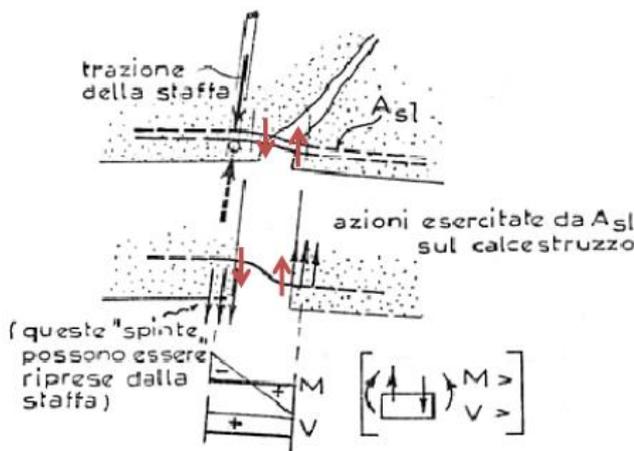
$$\tau_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

Ingranamento degli Inerti



$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

Effetto spinotto delle armature longitudinali e rifollamento copriferro



$$(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}$$

dove

$$\rho_1 = \frac{A_l}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \text{ rapporto geometrico di armatura longitudinale}$$

A_l è l'area delle armature di trazione intercettata da almeno due fessure

Effetto dello sforzo assiale

$$0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

dove

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \text{ tensione media di compressione sulla sezione intera di calcestruzzo}$$

Resistenza a Taglio minima in assenza di effetto spinotto

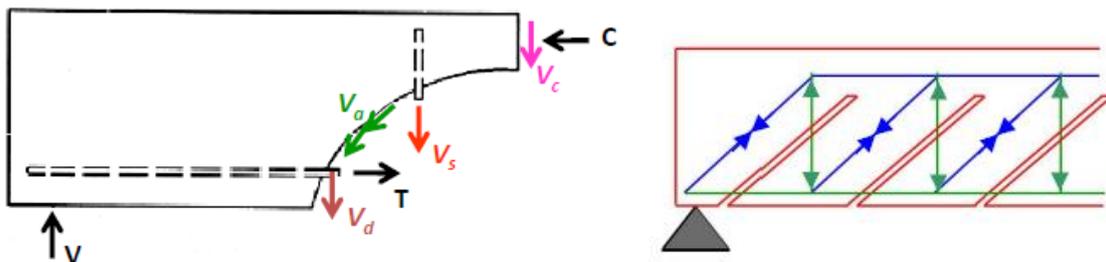
$$v_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

dove

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

5.5.2 Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA con armatura trasversale (NTC 2008, p.4.1.2.1.3.2)

Nel caso in cui siano presenti armature di parete (staffe e/o piegati) ai tre contributi precedenti si somma la sollecitazione applicata ai bracci delle staffe che attraversano le fessure



$$V_{Rd} = V_c + V_{ay} + V_d + V_s$$

L'armatura nel modello a pettine richiede dunque le azioni migliorando il comportamento di tutte le componenti di resistenza del calcestruzzo:

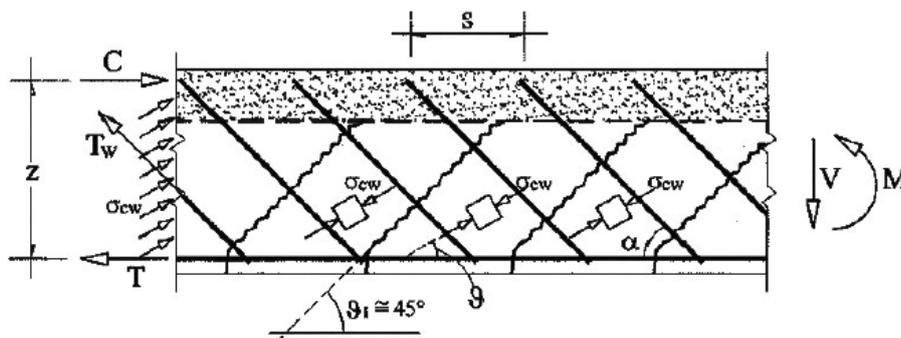
- Aumenta l'ingranamento degli inerti
- Confina il calcestruzzo nella zona compressa aumentandone di resistenza
- Contribuisce ad evitare l'espulsione del copriferro e dunque aumenta l'efficienza dell'effetto spinotto

Il dente del modello a “pettine” funziona da puntone diagonale del modello a “traliccio” in cui si può schematizzare il comportamento.

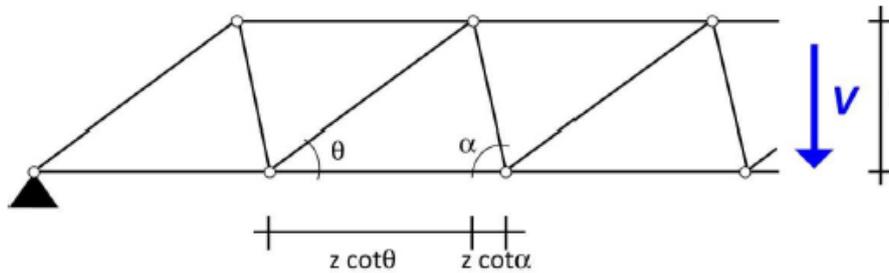
Nelle NTC2008 il modello a traliccio utilizzato è quello ad inclinazione variabile per il quale il collasso può avvenire per:

- **Taglio-Compressione:** quando il puntone compresso collassa prima di raggiungere la resistenza a snervamento delle staffe. In questo caso il puntone (dente del pettine) che è incastrato al corrente compresso, risulta essere sollecitato da sola compressione pertanto il puntone collassa per schiacciamento (V_{Rcd});
- **Taglio-Trazione:** quando le staffe raggiungono lo snervamento permettono deformazioni e spostamenti notevoli ed il puntone di cls risulta essere sollecitato da presso-flessione. Il valore della resistenza a taglio-trazione non è pertanto una resistenza a rottura ma è la resistenza che porta a snervamento l'acciaio. Il collasso avviene comunque nel puntone ma è dovuto alle deformazioni consentite dallo snervamento dell'acciaio (V_{Rsd}).

Il metodo di inclinazione variabile del traliccio consiste nell'analizzare un modello di traliccio isostatico generalizzazione di quello di Morsch, nel quale si considera una inclinazione generica θ del puntone compresso ed una inclinazione α (compresa tra 45° e 90°) dell'armatura a taglio.



In questo metodo nella resistenza del puntone compresso viene inglobata la resistenza per “ingranamento” la quale producendo una azione tangenziale sulla prima fessura a 45° non fa altro che inclinare l'azione risultante del puntone di un angolo minore di 45° .



Le formulazioni fornite dalle NTC 2008 sono dunque le seguenti:

Taglio Compressione

“Con riferimento al calcestruzzo d’anima, la resistenza di calcolo a **taglio-compressione** si calcola con:”

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(ctg \alpha + ctg \theta)}{1 + ctg \theta^2} \quad (\text{eq. 4.1.19 NTC 2008})$$

Dove:

A_{sw} , area dell’armatura trasversale;

s , interasse tra due armature trasversali consecutive;

α , angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse della trave;

f'_{cd} , resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima (= 0,50 f_{cd})

α_c , coefficiente maggiorativo dovuto alla compressione che è pari a:

$$\begin{aligned} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} & \quad 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \\ 1,25 & \quad 0,25 \leq \sigma_{cp} \leq 0,50 \cdot f_{cd} \\ 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) & \quad 0,50 \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{aligned}$$

Taglio Trazione

“Con riferimento all’armatura trasversale la resistenza di calcolo a taglio-trazione si calcola con:”

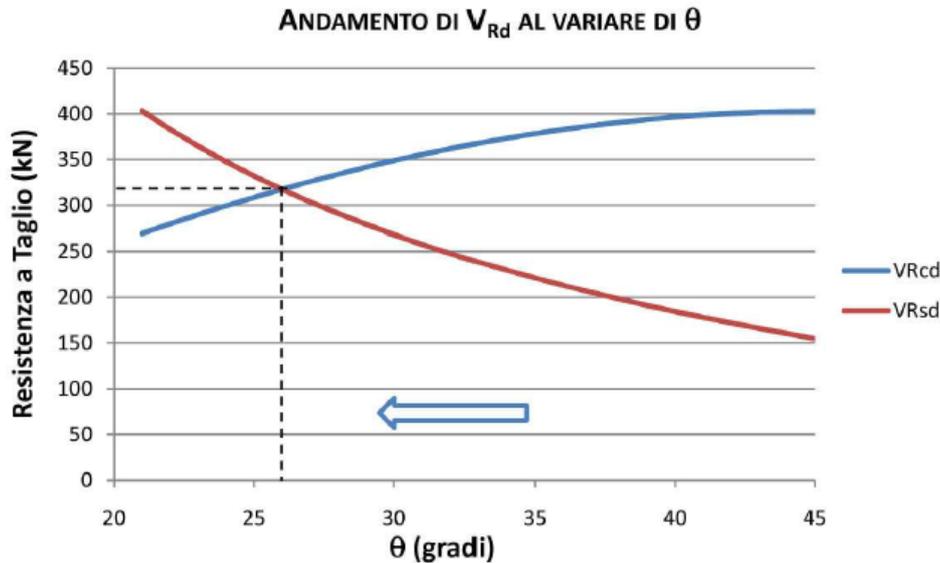
$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot sen \alpha \quad (\text{eq. 4.1.18 NTC 2008})$$

La resistenza a taglio del sistema è il minore tra le due precedenti

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$$

Il valore precedente si ottiene a partire dalla scelta del valore di θ .

Al variare di θ cambiano in maniera inversa V_{Rcd} e V_{Rsd} . Al diminuire di θ aumenta V_{Rsd} e diminuisce V_{Rcd} .



La resistenza ultima si attinge per quel valore di θ che rende uguali la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} con quella a taglio compressione V_{Rcd} .

Il valore di $ctg\theta$, che è di norma assunto dal progettista, è possibile ottenerlo uguagliando la formule della resistenza a **“taglio-trazione”** con quella a **“taglio-compressione”**, che nel caso di sole staffe porta all’uguaglianza:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2 \cdot A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

Ottenendo:

$$ctg\theta_o = \sqrt{\frac{b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot -1}{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}}}$$

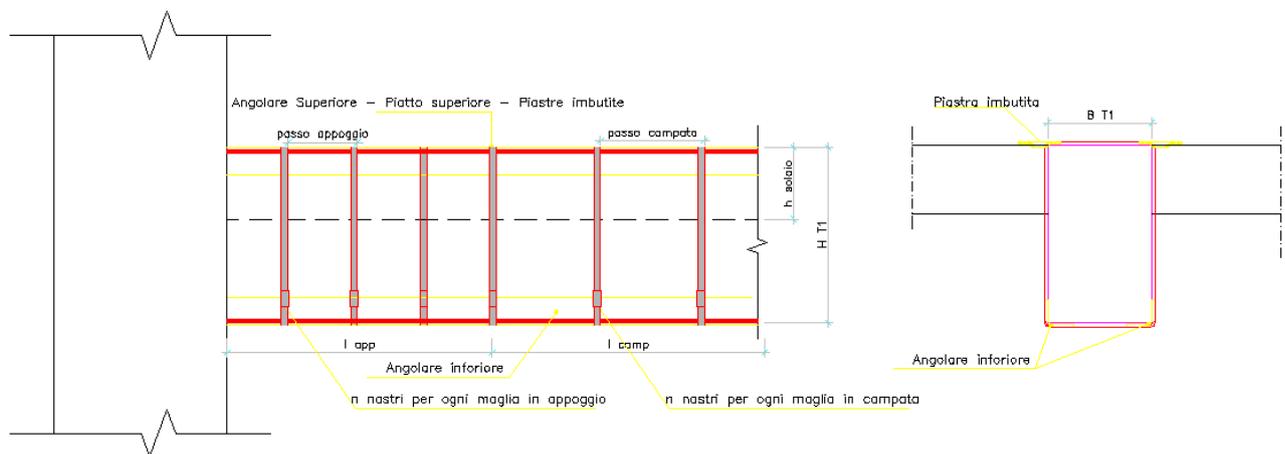
Naturalmente il valore ottenuto con la formulazione precedente per $ctg\theta$ può dare risultati inammissibili e dunque si avrà

$$ctg\theta = \begin{cases} se & ctg\theta_o < 1 \Rightarrow & ctg\theta = 1 \\ se & ctg\theta_o > 2.5 \Rightarrow & ctg\theta = 2.5 \\ se & 1 \leq ctg\theta_o \leq 2.5 \Rightarrow & ctg\theta = ctg\theta_o \end{cases}$$

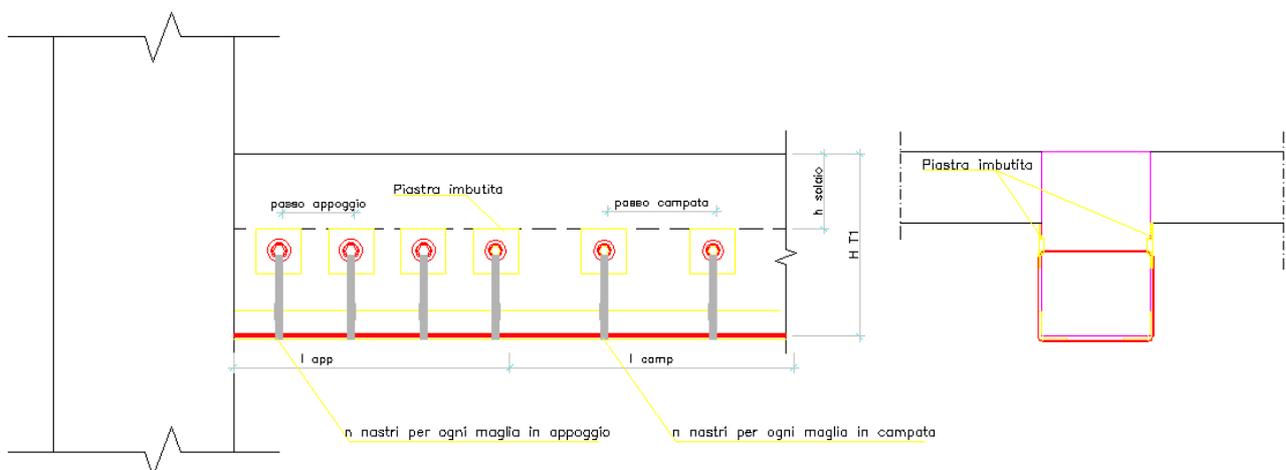
5.5.3 Valutazione Resistenza a Taglio per Elementi in CA Rinforzati mediante il CAM

L'intervento CAM per il rinforzo a taglio delle travi consiste nell'applicazioni di fasciature effettuate con nastri pre-tesi, disposte in maniera discontinua lungo l'asse della trave con funzione di staffatura aggiuntiva. Il passo delle legature e il numero dei nastri sovrapposti vengono dimensionati per raggiungere il valore di taglio resistente di progetto.

La rilegatura può avvenire per l'intera altezza della trave (andando a forare il solaio), ovvero, nei casi in cui non sia possibile intervenire a livello di solaio, può avvenire anche su parziale altezza della trave, come meglio descritto dalle figure seguenti.



Rinforzo a taglio 'a tutt'altezza'



Rinforzo a taglio 'sotto solaio'

Per valutare l'incremento di resistenza a taglio offerto dall'intervento di rinforzo mediante il CAM, si considera la formula che la normativa riporta per la valutazione della resistenza al taglio dovuta alla presenza di armatura trasversale e la si modifica introducendo il fattore moltiplicativo 0.5 per tener conto di quanto prescritto al paragrafo C8A.7.2.1 della Circolare che recita:

“Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva offerta dalla camicia vale:....”

Si valuta quindi l'effetto dell'incamiciatura nel modo seguente:

$$V_{Rsd,CAM} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot d_f \cdot \frac{2 \cdot t_{ft} \cdot b_f}{p_f} \cdot f_{ywd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha$$

dove per i nastri in questione si utilizza $f_{ywd} = 560 \text{ N/mm}^2$ e dove t_j è lo spessore di un nastro moltiplicato per il numero di nastri eventualmente sovrapposti, b è l'altezza dei nastri ed s il loro interasse, d_f è l'altezza utile della sezione racchiusa dai nastri.

Nel caso di cerchiaggi attivi con nastri pretesi la limitazione dell'ampiezza delle fessure e l'integrità del conglomerato sono sicuramente più controllate rispetto ai cerchiaggi passivi cui si riferisce la normativa; in favore di sicurezza si mantiene comunque la limitazione del 50% rispetto alla tensione di snervamento di calcolo.

La resistenza a **“taglio trazione”** totale vale dunque (ponendo $\alpha=90^\circ$ cioè staffe ortogonali all'asse dell'elemento):

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2 \cdot A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta + 0.5 \cdot 0.9 \cdot d_f \cdot \frac{2 \cdot t_{ft} \cdot b_f}{p_f} \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta$$

Dove si è posto

A_s area resistente della staffa esistente

s passo delle staffe esistenti.

Anche in presenza di CAM la resistenza ultima si attinge per quel valore di θ che rende uguali la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} con quella a taglio compressione V_{Rcd} .

Pertanto il valore di $ctg\theta$, che è di norma assunto dal progettista, è possibile ottenerlo uguagliando la formule della resistenza a **“taglio-trazione”** con quella a **“taglio-compressione”**:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg\theta^2} \quad (eq. 4.1.19 NTC 2008)$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2 \cdot A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta + 0.5 \cdot 0.9 \cdot d_f \cdot \frac{2 \cdot t_{ft} \cdot b_f}{p_f} \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta = V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\theta}{1 + ctg\theta^2}$$

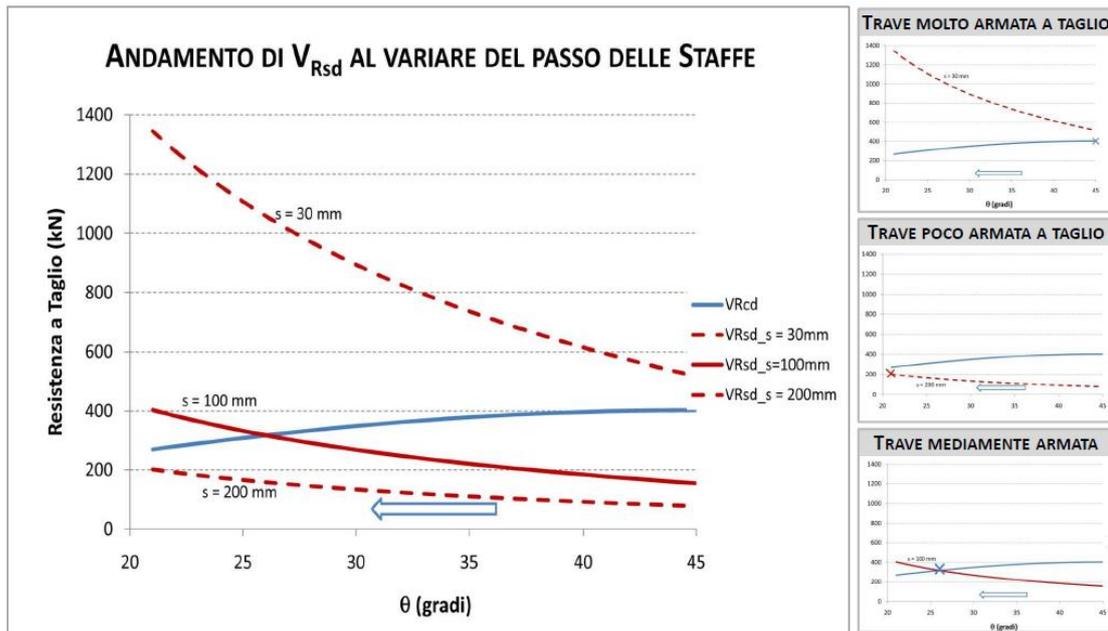
Ottenendo:

$$ctg\theta_o = \sqrt{\frac{b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd}}{d_f \cdot t_{ft} \cdot b_f \cdot f_{ywd} + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{s}} \cdot -1}$$

Naturalmente il valore ottenuto con la formulazione precedente per $ctg\theta$ può dare risultati inammissibili e dunque si avrà

$$ctg\theta = \begin{cases} se & ctg\theta_o < 1 \Rightarrow & ctg\theta = 1 \\ se & ctg\theta_o > 2.5 \Rightarrow & ctg\theta = 2.5 \\ se & 1 \leq ctg\theta_o \leq 2.5 \Rightarrow & ctg\theta = ctg\theta_o \end{cases}$$

In funzione della staffatura presente nell'elemento da rinforzare è utile verificare quanto sia possibile rinforzare l'elemento stesso.



Nel grafico precedente si vede come una trave con tre tipologie di staffatura esistente sia classificabile in *mediamente*, *poco* o *molto armata*.

Per le tre tipologie di trave un qualsiasi intervento di rinforzo, e dunque anche il sistema CAM, porta i seguenti miglioramenti:

- **Trave poco armata.** Una trave poco armata presenta una resistenza V_{Rsd} sempre inferiore a V_{Rcd} per qualsiasi valore di θ . Il sistema CAM può far raggiungere la resistenza massima a taglio data da $V_{Rsd} = V_{Rcd}$ (per $\theta = 45^\circ$).
- **Trave mediamente armata.** La trave presenta un $\theta < 45^\circ$ in cui $V_{Rsd} = V_{Rcd}$. Il sistema CAM può far raggiungere la resistenza massima a taglio data da $V_{Rsd} = V_{Rcd}$ (per $\theta = 45^\circ$).
- **Trave fortemente armata.** In questa configurazione già si è nella condizione in cui $\theta = 45^\circ$ pertanto per nessun incremento di armatura migliora la resistenza a taglio.

5.6 NODO TRAVE-PILASTRO

Una funzione importantissima di funzionamento del sistema strutturale in CA è costituito dal nodo trave-pilastro. In questo elemento si concentrano tutti gli scambi di sollecitazione tra questi due elementi.

Per i nuovi edifici le NTC2008 hanno introdotto il criterio della gerarchia delle resistenze, dapprima riportato nell'Ordinanza OPCM 3274, adottato già da decenni nelle normative americane e dagli Eurocodici (in particolare EC8).

Per **Gerarchia delle Resistenze** (o **capacity design** come spesso citato nella letteratura tecnica americana) si intende l'insieme di regole utili alla progettazione degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi..) in base al comportamento e all'importanza che essi assumono nella costruzione.

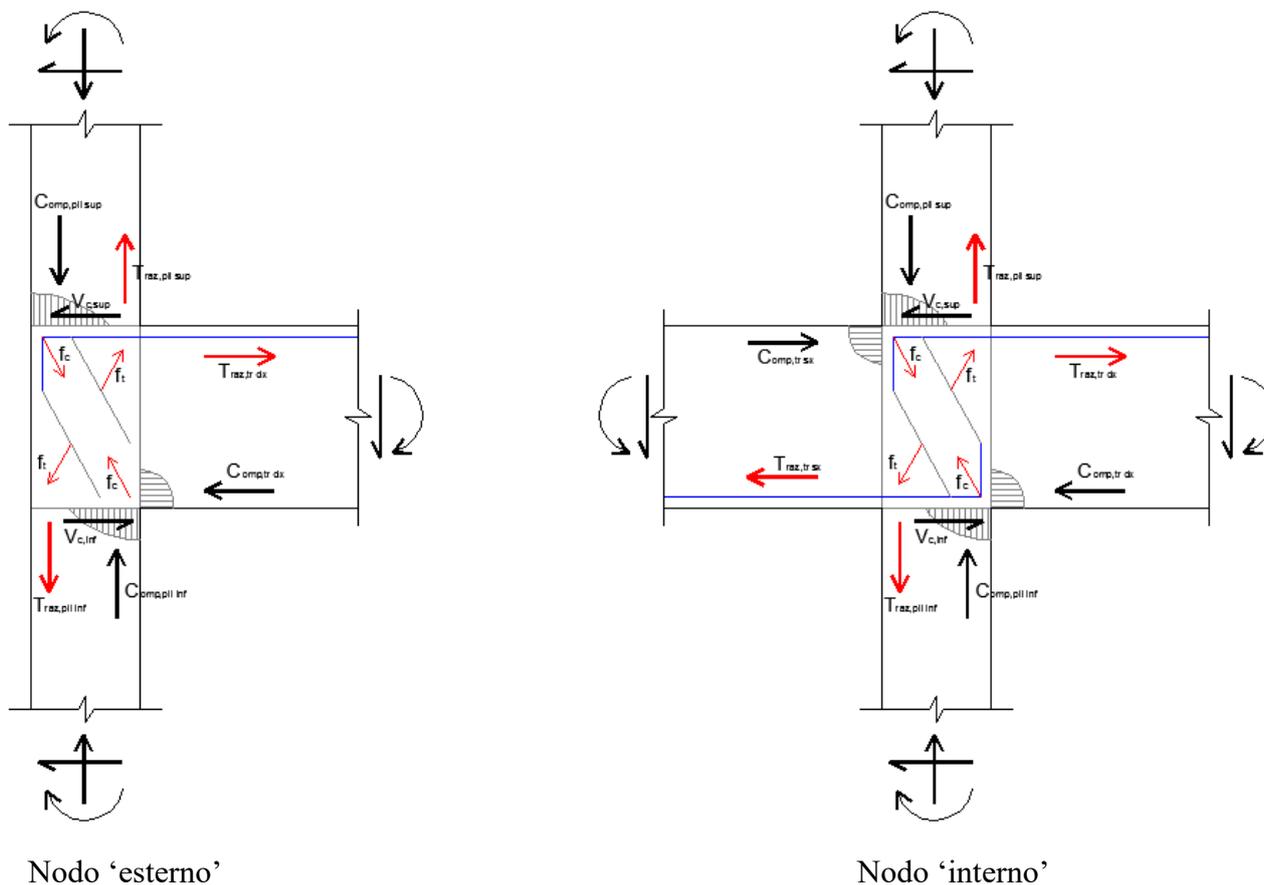
La gerarchia delle resistenze consiste nell'assegnare, in fase di progetto, una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali, in modo che il cedimento di alcuni preceda e quindi prevenga quelli di altri. Si vuole che i nodi trave/pilastro rimangano sempre nel campo elastico in quanto difficili da riparare nel caso di danno, mentre si preferisce la rottura di elementi trave rispetto ai pilastri per evitare il collasso. Quelli da proteggere, sono gli elementi il cui "cedimento" è critico nei confronti del collasso globale della struttura: esempio tipico i pilastri di un edificio. Il cedimento dei pilastri viene impedito fornendo ad essi una resistenza (di poco) superiore a quella delle travi che su di essi si innestano. Il criterio ora esemplificato con riferimento ai pilastri si estende a tutti gli altri elementi e meccanismi il cui cedimento è necessario evitare.

Per quanto detto, quindi, la resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima della zona della trave e del pilastro ad esso adiacenti.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono.

5.6.1 Sollecitazioni agenti sul nodo

Al nodo concorre il sistema di forze (derivanti dalle sollecitazioni trasmesse da travi e pilastri) riportato schematicamente nella figura seguente.



Gli sforzi sul nodo sono indotti dal taglio agente sul pilastro e dalle azioni di trazione delle barre di armatura delle travi.

Per cui, la sollecitazione di taglio sul nodo sarà:

$$V_n = T_1 + T_2 - V_C$$

Per le strutture esistenti è lecito considerare l'effettivo stato di sollecitazione all'interno delle armature delle travi (T_1 , T_2) per effetto dei momenti sollecitanti (piuttosto che di quelli resistenti), ovvero considerando l'effettiva tensione di 'lavoro' delle barre.

La verifica consiste, ovviamente nel confronto tra le caratteristiche di sollecitazione e quelle resistenti. Può essere condotta secondo due differenti approcci, considerando il nodo come 'non fessurato' oppure considerando la formazione di un 'traliccio' resistente (nodo 'fessurato').

5.6.2 Rinforzo del nodo con sistema CAM

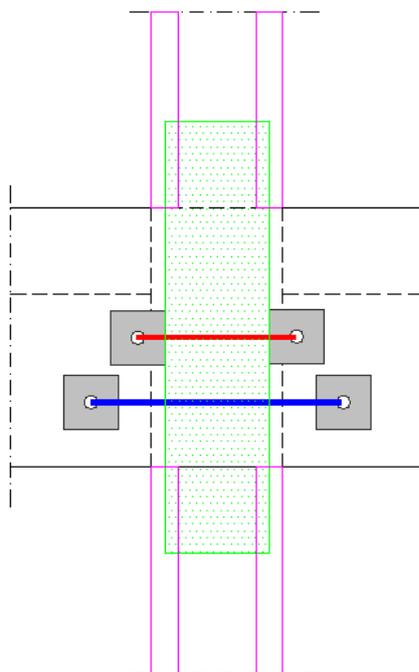
Qualora la verifica non risulti soddisfatta si deve procedere al rinforzo del nodo.

In un intervento di rinforzo del nodo con il sistema CAM è possibile prevedere:

- inserimento di nastri in orizzontale con funzione di staffatura aggiuntiva.
- inserimento di nastri disposti a croce (di seguito il sistema sarà chiamato ‘criss-cross’).

Tali sistemi possono prevedere l’inserimento di un piatto metallico (saldato agli angolari disposti come rinforzo su travi e pilastri) che lavora in ‘parallelo’ alle legature. Il piatto metallico disposto da solo coincide con l’intervento di ‘incamiciatura metallica’ tradizionale. Il suo contributo risulta, anche a fronte di spessori considerevoli, tuttavia modesto, in quanto la sollecitazione tagliante si ri-distribuisce proporzionalmente alle rigidezze in gioco (rigidezza del nucleo di calcestruzzo vs rigidezza del piatto metallico). L’impiego del piatto in acciaio offre in genere uno ‘sconto’ in termini di sollecitazioni agenti al nodo, non superiore al 10-15%.

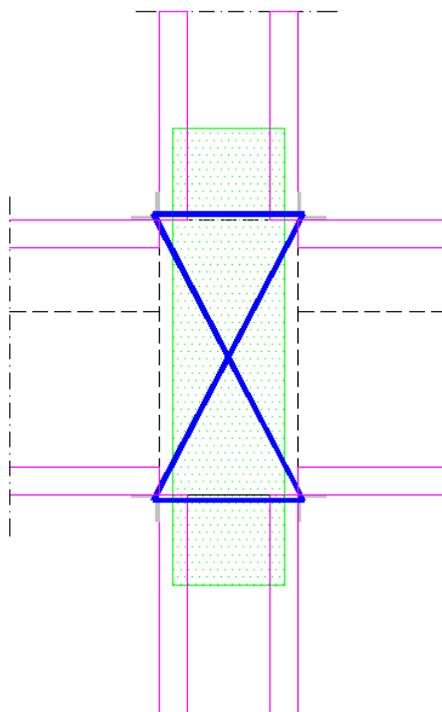
La figura di seguito è relativa alla disposizione delle legature in orizzontale.



Per le dimensioni usuali di travi e solaio, gli ordini di legature sono in genere in numero tra 1 e 3.

Il numero di sovrapposizioni può arrivare fino a 10 ed è principalmente legato a difficoltà operative in fase di montaggio del sistema.

Il ‘criss-cross’ si realizza avvolgendo i nastri alla base del pilastro superiore ed inferiore e quindi col vantaggio di non prevedere fori. L’immagine seguente ne descrive la disposizione tipo.



Ulteriore vantaggio del sistema è quello di andare ad intercettare con la disposizione dei nastri a ‘croce’ le giaciture delle massime tensioni di trazione (tanto più vero quanto minore risulta lo sforzo di compressione trasmesso dal pilastro). Un limite della sua applicabilità è quello di andare ad ‘agire’ su un’unica faccia di nodo e di risultare tanto più efficace quanto più il sistema di travi risulta simmetrico.

5.6.3 Verifica a Nodo Non Fessurato (Circolare 617/2009)

Seguendo le indicazioni riportate per i nodi esistenti ai punti 8.7.2.2 e 8.7.2.3 nella Circolare 617/2009, la verifica è fatta in termini tensionali ovvero andando a confrontare le sollecitazioni di massima trazione e massima compressione agenti sul generico elemento nodale (sottoposto a taglio (V_{jbd}) e compressione (N_{pil})) con la massima resistenza a trazione e compressione del calcestruzzo. L’analisi è quindi condotta elasticamente e le formulazioni hanno alla base la teoria dei cerchi di Mohr.

Il massimo valore di trazione ammesso è pari a $0.3\sqrt{f_c}$, la massima tensione di compressione ammessa è pari a $0.5 f_c$.

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c$$

TEORIA DEI CERCHI DI MOHR

Nel caso di nodo rinforzato mediante sistema CAM le precedenti formulazioni diventano:

$$\sigma_{nc} = \left(\frac{N}{2A_g} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_{jbd}}{A_g} \right)^2} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$\sigma_{nt} = \left| \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g} - \frac{\sigma_{or}}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_{jbd}}{A_g} \right)^2} - \left(\frac{N}{2A_g} + \frac{\sigma_{or}}{2} \right) \right| \leq 0,3 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

La pretensione dei nastri introduce uno stato tensionale di compressione orizzontale e quindi un incremento in termini di tensione sulla giacitura della massima compressione ed uno sgravio in termini di tensione massima di trazione.

$$\sigma_{or} = \frac{A_{nastri} f_p}{A_g} = \frac{n_{braccia} n_{nastri} b_{nastro} t_{nastro} f_p}{A_g}$$

f_p = tensione di pretensione

$$n_{braccia} = 2$$

Si sottolinea che nell'analisi a nodo 'non fessurato' lo stato di deformazione non è tale da indurre deformazioni aggiuntive alle legature, pertanto il valore assunto nel calcolo è quello massimo esplicabile, coincidente con il valore di pre-tensionamento effettuato.

Nel caso di 'criss-cross' la formulazione sopra risulta ancora valida, avendo l'accortezza di considerare le proiezioni delle tensioni di trazione e compressione agente secondo la geometria del rinforzo. Inoltre proprio perché lo stato deformativo è tale da non essere in grado di 'de-comprimere' i nastri, è possibile considerare il contributo di entrambi gli ordini di nastri disposti a croce ($n_{braccia}$ è quindi pari a 1, ma l'area dei nastri è quella totale disposta).

Come anticipato, l'influenza del piatto nel rinforzo è unicamente in termini di sollecitazione tagliante agente:

$$V_{jbd} = V_n - V_n \frac{k_{piatto}}{k_{piatto} + k_{nodo}}$$

$$V_{s,piatto} = V_n \frac{k_{piatto}}{k_{piatto} + k_{nodo}} \ll V_{Rd,piatto}$$

5.6.4 Verifica a Nodo Fessurato (7.4.4.3.1 NTC2008)

Nel caso in cui, invece, si volesse considerare il valore di rottura di calcolo del nastro, le considerazioni fatte in campo elastico non valgono e si può far riferimento al calcolo del nodo 'fessurato' seguendo le indicazioni riportate al punto 7.4.4.3.1 delle NTC2008 opportunamente riscritte nel caso di edifici esistenti.

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

Con

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Vale la pena sottolineare che la verifica secondo la formula sopra non ammette risultato nel caso in cui lo sforzo assiale normalizzato ν_d ecceda il valore di η . Tale parametro ha come limite superiore il valore di α_j , ovvero 0.48 o 0.6 a seconda dei casi. Questo equivale quindi a limitare lo sforzo assiale sul nodo ad un valore pari per l'appunto a 0.48 o 0.6 N_{ult} . Al di sopra di tale valore, la verifica non ha più senso in quanto il V_{jbd} è univocamente pari a 0.

L'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita interamente dalle staffe orizzontali (CAM).

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yb} \cdot (1 - 0.8\nu_d)$$

Resta valido l'impiego in luogo di f_{yb} il valore dell'effettiva tensione agente sulle barre per effetto dei momenti sollecitanti.

Secondo questa formulazione si può impiegare come f_{ywd} il valore di calcolo a snervamento del nastro.



Cert. n. AJA14/AN1904



UNI EN ISO 3834-2



ISO 9001:2008



Cert. n. AJAEU/13/13002

Nel caso di impiego del piatto resta valido il fatto che il suo contributo viene unicamente considerato in termini di riduzione del taglio sollecitante.

La presenza del 'criss-cross' può essere inserita nella verifica riproposta sopra, considerando la proiezione in direzione orizzontale dei nastri disposti a croce (in un'unica direzione, ovvero trascurando i nastri compressi) come contributo resistente (a sinistra della disuguaglianza). Il valore sollecitante invece, può essere 'scontato' considerando la proiezione verticale dei nastri in termini di aumento di ν_d . Essendo però reso adimensionale rispetto allo sforzo ultimo sopportabile dal nodo, il suo contributo risulta essere praticamente insignificante. Anche il contributo resistente risulta penalizzato dall'inclinazione esistente, pertanto ne consegue che la verifica del sistema, secondo questo approccio ne risulta molto sottostimata.

5.7 IL SISTEMA DIS-CAM

Nel sistema CAM gli angolari svolgono solo funzione di ripartizione degli sforzi indotti dai nastri, rendendo così efficace la loro azione di confinamento.

Nel sistema DIS-CAM, gli angolari disposti lungo le travi e i pilastri della struttura, sono collegati nei nodi in maniera tale da contribuire alla resistenza degli elementi stessi. I profilati d'angolo lungo la campata diventano delle vere e proprie armature longitudinali degli elementi, mentre la loro collaborazione nei nodi è dettata dalle condizioni di vincolo predisposte.

Per ottenere, una struttura con un buon comportamento e la verifica del criterio delle gerarchie delle resistenze, è necessario collegare, in prossimità dei nodi, gli elementi 'rinforzati' tramite accorgimenti particolari.

Nella fattispecie, nei nodi gli angolari delle travi sono collegati con quelli dei pilastri tramite gli elementi angolari dissipativi.

Un collegamento rigido ed estremamente resistente tra trave e colonne trasferirebbe dalle prime sollecitazioni importanti ai pilastri. Inoltre si avrebbero valori del taglio agente non verificabili.

Per evitare ciò si è data alle lamelle una forma particolare tale da limitare le forze trasmesse. Nel sistema ora detto, la lamella si comporta alla pari delle armature longitudinali delle travi. Il suo dimensionamento infatti è tale da generare una forza resistente, giusta per rinforzare le travi, progettate ai soli carichi verticali, al fine di ottenere la verifica delle stesse in condizioni non sismiche.

Pertanto il DIS-CAM consente di dissipare energia grazie alla sua duttilità e a condizionare una gerarchizzazione di resistenze travi pilastri .

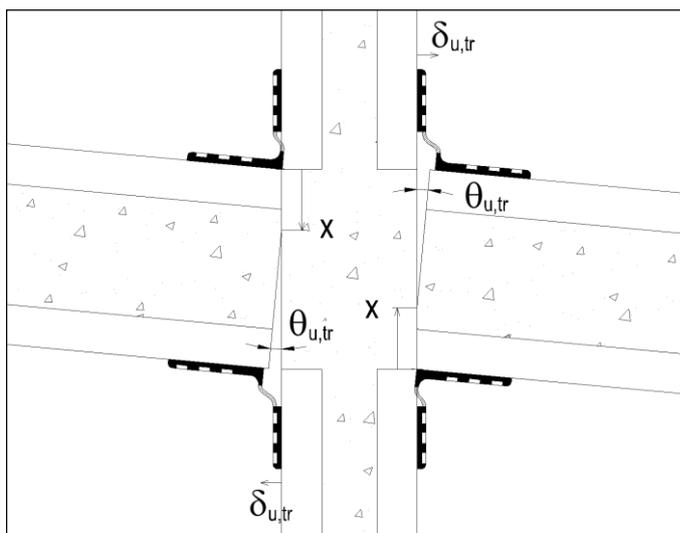
Dimensionandolo affinché fornisca un aumento di resistenza a flessione sulla trave al più pari al momento agente in condizioni non sismiche consente di "sincronizzare" le plasticizzazioni in condizioni sismiche su tutte le travi così che la dissipazione di energia avvenga distribuita su molti elementi massimizzando la dissipazione stessa (e facendo al contempo aumentare il fattore di struttura q , risultato questo ottenibile solo mediante una analisi Pushover).

5.7.1 Cenni teorici

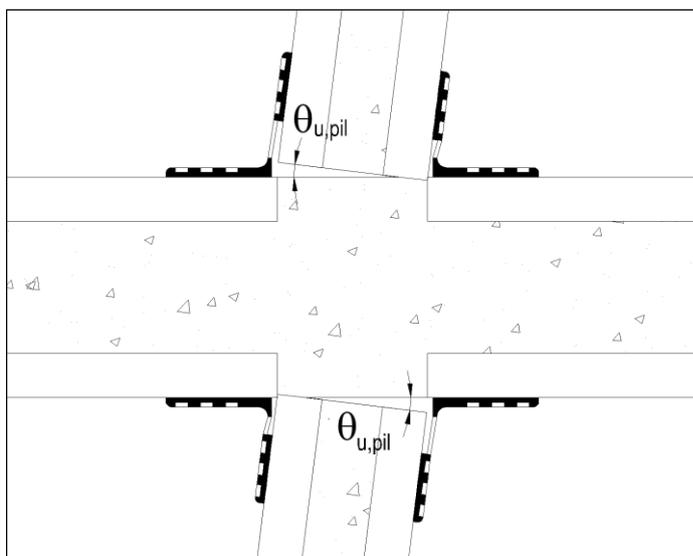
Per capire come il DIS-CAM interagisca nel fornire una armatura aggiuntiva per la trave e per il pilastro ripercorriamo per un attimo il metodo di calcolo a flessione a SLU della trave in CA.

La lamella del DIS-CAM è soggetta a due sollecitazioni:

- un'azione flettente ad esso trasmessa dalla trave mediante la rotazione della sezione di incastro sul nodo;



- un'azione di trazione ad esso trasmessa dal pilastro mediante la rotazione della sezione di incastro sul nodo.



Le rotazioni all'incastro sia per la trave che per il pilastro avvengono dapprima fino al raggiungimento della rotazione di snervamento delle barre tese δ_y , e poi fino alla rotazione ultima δ_u dell'intera sezione.

Tali rotazioni sono date dalla Circolare 617/2009

ROTAZIONE LIMITE A SNERVAMENTO

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri} \quad (8.7.2.1a)$$

dove ϕ_y è la curvatura a snervamento della sezione terminale, h l'altezza della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

δ_y si ricava da una analisi della sezione in condizione SLE imponendo lo snervamento delle armature tese ed è data da:

x , posizione asse neutro

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_y}$$

Si ricava la posizione dell'asse neutro x , come per le sezione in condizioni elastiche soggette solo a flessione uguagliando a zero il momento statico della sezione in CA fessurata.

Dunque la curvatura a snervamento è data da:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_{yd}}{h - x}$$

ROTAZIONE ULTIMA**CSA.6.1 ELEMENTI DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO**

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{d1}} 0,016 (0,3^{\gamma}) \left[\frac{\max(0,01 \omega)}{\max(0,01 \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\rho_{lx} \frac{f_y}{f_c} \right)} (0,25^{\rho_{lx}}) \quad (\text{CSA.6.1})$$

dove:

$\gamma_{d1} = 1.5$ per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

L_V è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

$v = N / (A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$ percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

f_c , f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{lx} = A_{sx} / b_w s_h$ la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe nella zona critica);

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right) \quad (\text{CSA.6.2})$$

(b_o e h_o dimensioni della nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (CSA.6.1) deve essere diviso per 1.6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore dato dall'espressione (CSA.6.1) deve essere moltiplicato per 0.85.

Inoltre, il fattore di efficienza del confinamento α dato dalla (CSA.6.2) è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere $\alpha = 0$.

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla (C8A.6.1). Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_o il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \cdot \min(40, l_o / d_{bL}) \quad (C8A.6.3)$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Il fattore (C8A.6.3) non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la (C8A.6.3) va moltiplicata per 0.85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla (C8A.6.1). Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_o il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.02 \cdot [10 + \min(40, l_o / d_{bL})] \quad (C8A.6.4)$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali.

In alternativa per la valutazione di θ_u si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_d} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (C8A.6.5)$$

dove θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in (8.7.2.1a) e (8.7.2.1b), ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%), ϕ_y è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy} , L_V è la luce di taglio e L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (C8A.6.6)$$

La curvatura ultima δ_u si ricava una volta verificata la sezione in CA a SLU, e calcolata la posizione dell'asse neutro:

$$\phi_u = \min \left(\frac{\varepsilon_{yu}}{h-x}; \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \right)$$

La rotazione verrà calcolata mediante l'equazione C8A.6.1 con le seguenti precisazioni:

Si ipotizza in generale di trattare strutture che non hanno dettagli di tipo antisismico trattandosi di opere esistenti e dunque non progettate secondo le NTC2008 (coefficiente moltiplicativo della C8A.6.1 pari a 0.85)

Si ipotizza che sia per barre nervate che lisce non siano presenti sovrapposizioni in zona plastica pertanto la C8A.6.1 non verrà moltiplicata per i coefficienti correttivi C8A.6.3 e C8A.6.4.

$$\theta_u = \frac{0.85}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_{cd} \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_{cd}} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d})$$

La capacità di rotazione a SLV sarà assunta pari a ¾ di quella ultima pertanto si ha:

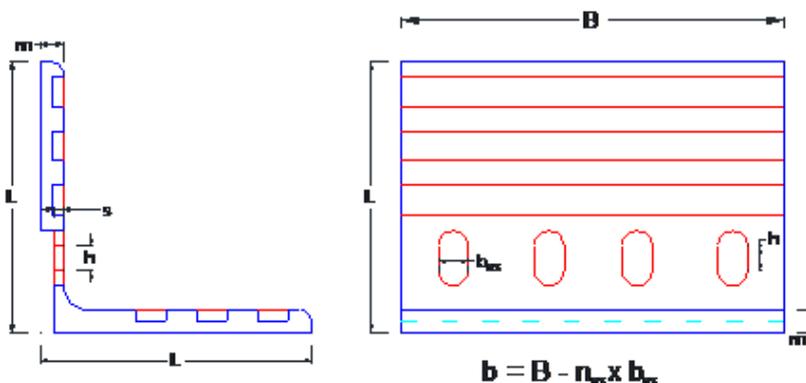
$$\theta_{SLV} = \frac{3}{4} \cdot \frac{0.85}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_{cd} \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_{cd}} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d})$$

Ottenuta la rotazione ultima della sezione δ_u (considerata in maniera semplificata tutta concentrata in tale sezione) si può calcolare l'apertura della sezione all'incastro:

$$\delta_{SLV} = \theta_{SLV} \cdot (H - x) \quad \text{apertura sezione all'incastro}$$

5.7.2 Parametri dimensionali

I parametri dimensionali di principale interesse sono quindi:



h = altezza tratto rettilineo lamella

b = profondità al netto dei fori della lamella

s = spessore lamella

f_{yd} = tensione massima acciaio lamella

$L_V = \frac{h}{2}$ = luce di taglio lamella

$W_{el, lamella} = \frac{b \cdot s^2}{6}$ = modulo di resistenza elastico lamella

$W_{pl, lamella} = \frac{b \cdot s^2}{4}$ = modulo di resistenza plastico lamella

$J_{lamella} = \frac{b \cdot s^3}{12}$ = momento di inerzia elastico lamella

$M_{e, Rd} = f_{yd} \cdot W_{el, lamella}$ = momento resistente a snervamento lamella

$\theta_{y, lamella} = \frac{M_{e, Rd} \cdot L_V}{2 \cdot E_y \cdot J_{lamella}}$ = rotazione incastro a snervamento della lamella (Circolare 8.7.2.4)

$\theta_{SLV, lamella} = 6 \cdot \theta_{y, lamella}$ = rotazione incastro a SLV della lamella (Eurocodice 8, Parte 3 B.5.2)

Table B.1: Plastic rotation capacity at the end of beams or columns with dimensionless axial load ν not greater than 0,30.

Class of cross section	Limit State		
	DL	SD	NC
1	1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y
2	0,25 θ_y	2,0 θ_y	3,0 θ_y

$$\delta_{el, lamella} = \frac{M_{e, Rd} \cdot h^2}{6 \cdot E_y \cdot J_{lamella}} = \frac{2}{3} \cdot h \cdot \theta_{y, lamella} = \frac{2}{3} \cdot h \cdot \frac{M_{e, Rd} \cdot L_V}{2 \cdot E_y \cdot J_{lamella}} = \frac{2}{3} \cdot h \cdot \frac{f_{yd} \cdot W_{el, lamella} \cdot h}{4 \cdot E_y \cdot J_{lamella}} = \frac{2}{3} \cdot h^2 \cdot \frac{f_{yd} \cdot \frac{b \cdot s^2}{6}}{4 \cdot E_y \cdot \frac{b \cdot s^3}{12}}$$

$$\delta_{el, lamella} = \frac{f_{yd} \cdot h^2}{3 \cdot E_y \cdot s} \text{ spostamento orizzontale al limite snervamento lamella}$$

$$\delta_{SLV, lamella} = h \cdot \theta_{SLV, lamella} = 6 \cdot h \cdot \theta_{y, lamella} = 9 \cdot \delta_{el, lamella}$$

$$\delta_{SLV, lamella} = \frac{3 \cdot f_{yd} \cdot h^2}{E_y \cdot s} \text{ spostamento orizzontale allo SLV della lamella}$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b, Rd}}{\sum M_{C, Sd}} \quad (C7.2.1)$$

5.7.3 Criterio di dimensionamento e progetto del DIS-CAM

La procedura di dimensionamento del DIS-CAM si definisce a partire dal ruolo che ad esso viene affidato.

Nel caso particolare al DIS-CAM verranno affidati i seguenti compiti:

- Fornire, se necessario, un aumento di armatura superiore all'incastro per la trave che ne necessiti affinché siano verificate le combinazioni a SLU per carichi verticali e comunque non sismiche;
- Permettere alla trave di ruotare nella sezione di incastro esattamente come prima dell'applicazione del DIS-CAM stesso, così da mantenere una elevata capacità di rotazione;
- Aumentare il Momento Resistente del pilastro affinché sia ripristinata la Gerarchia delle Resistenze.

La procedura di dimensionamento pertanto è la seguente:

1) Se si ha la necessità di una armatura integrativa per la trave nelle verifiche flessionali a SLU non sismiche

Dimensionamento del DIS-CAM “lato trave” affinché:

- Consenta uno spostamento orizzontale massimo della lamella almeno pari $\delta_{SLV,tr}$ dato dalla rotazione ultima delle trave;

$$\begin{aligned} \delta_{SLV,tr} &= \delta_{SLV,lamella} = h \cdot \theta_{SLV,lamella} = h \cdot (6 \cdot \theta_{y,lamella}) = 6 \cdot h \cdot \left(\frac{M_{e,Rd} \cdot L_V}{2 \cdot E_y \cdot J_{lamella}} \right) = \\ &= 6 \cdot h \cdot \left(\frac{(f_{yd} \cdot W_{el}) \cdot \frac{h}{2}}{2 \cdot E_y \cdot \left(\frac{b \cdot s^3}{12} \right)} \right) = 6 \cdot h \cdot \left(\frac{\left(f_{yd} \cdot \left(\frac{b \cdot s^2}{6} \right) \right) \cdot \frac{h}{2}}{2 \cdot E_y \cdot \left(\frac{b \cdot s^3}{12} \right)} \right) = \frac{3 \cdot f_{yd} \cdot h^2}{E_y \cdot s} \end{aligned}$$

- Abbia una area equivalente per la trave pari a quella integrativa necessaria;

$$A_{eq,trave} = \frac{F_{max,lamella}}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{2 \cdot f_{yd} \cdot W_{pl}}{h} \right)}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{2 \cdot f_{yd} \cdot b \cdot s^2}{4 \cdot h} \right)}{f_{yd}} = \frac{b \cdot s^2}{2 \cdot h}$$

- L'area equivalente della lamella nei confronti del pilastro verifichi il criterio della Gerarchia delle Resistenze mediante il “metodo α ” (C7.2.1 Circolare NTC);

$$A_{eq,pilastro} = b \cdot s$$

- Consenta uno spostamento verticale massimo della lamella (allungamento fino a $\delta_{u,lamella}$) almeno pari $\delta_{SLV,pil}$ dato dalla rotazione ultima del pilastro;

$$\delta_{SLV,pil} = \delta_{SLV,lamella} = \varepsilon_{u,lamella} \cdot h$$

2) Se la trave è già ben armata a SLU nelle condizioni non sismiche;

Dimensionamento del DIS-CAM “lato pilastro” affinché:

- L’area equivalente della lamella nei confronti del pilastro verifichi il criterio della Gerarchia delle Resistenze mediante il “metodo α ” (C7.2.1 Circolare NTC);

$$(1) A_{eq,pilastro} = b \cdot s$$

- Consenta uno spostamento verticale massimo della lamella (allungamento fino a $\varepsilon_{u,lamella}$) almeno pari $\delta_{SLV,pil}$ dato dalla rotazione ultima del pilastro;

$$(1) \delta_{SLV,pil} = \delta_{SLV,lamella} = \varepsilon_{u,lamella} \cdot h$$

- Consenta uno spostamento orizzontale massimo della lamella almeno pari $\delta_{SLV,tr}$ dato dalla rotazione ultima delle trave;

$$\begin{aligned} \delta_{SLV,tr} &= \delta_{SLV,lamella} = h \cdot \theta_{SLV,lamella} = h \cdot (6 \cdot \theta_{y,lamella}) = 6 \cdot h \cdot \left(\frac{M_{e,Rd} \cdot L_v}{2 \cdot E_y \cdot J_{lamella}} \right) = \\ &= 6 \cdot h \cdot \left(\frac{(f_{yd} \cdot W_{el}) \cdot \frac{h}{2}}{2 \cdot E_y \cdot \left(\frac{b \cdot s^3}{12} \right)} \right) = 6 \cdot h \cdot \left(\frac{\left(f_{yd} \cdot \left(\frac{b \cdot s^2}{6} \right) \right) \cdot \frac{h}{2}}{2 \cdot E_y \cdot \left(\frac{b \cdot s^3}{12} \right)} \right) = \frac{3 \cdot f_{yd} \cdot h^2}{E_y \cdot s} \end{aligned}$$



OHSAS 18001:2007



Cert. n. AJA14/AN1904



UNI EN ISO 3834-2



ISO 9001:2008



0273

Cert. n. AJAEU/13/13002

6 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- **NTC 14 Gennaio 2008:** “Norme tecniche per le costruzioni” (Testo Unico 2008).
- **Circolare 617 del 02/02/2009:** 'Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.'
- **M. Dolce, A. Cacosso, F.C. Ponso, R. Marnetto, (2002).** *New Technologies for the Structural Rehabilitation of Masonry Constructions: Concept, Experimental Validation and Application of the CAM System*, Seminar “The Intervention On Built Heritage: Conservation and Rehabilitation Practices”, Porto, 2-4 October 2002. Invited lecture.
- **ReLUIS - Dipartimento della Protezione Civile.** *Linee Guida per la Riparazione di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni – Integrazioni sul Metodo CAM.*
- **ReLUIS - Dipartimento della Protezione Civile. C. Margheriti.** *Allegato alle Linee Guida per la Riparazione di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni – Esempio di calcolo su Rafforzamento locale di nodi d'angolo e nodi perimetrali con il Sistema CAM.*
- **CNR DT 200/2013:** “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”;
- **UNI EN 1990:2006 Aprile 2006 Eurocodice:** “Criteri generali di Progettazione generale”.
- **UNI EN 1992-1-1:2005 Novembre 2005 Eurocodice 2:** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- **UNI EN 1993-1-1:2005 Agosto 2005 Eurocodice 3:** “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- **UNI EN 1996-1-1:2006 Gennaio 2006 Eurocodice 6:** “Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata”.
- **UNI EN 1998-1:2005 Marzo 2005 Eurocodice 8:** “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.
- **UNI EN 1998-3:2005 Agosto 2005 Eurocodice 8:** “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici”.