

C4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

Nel Cap. 4 le NTC definiscono, per i diversi materiali considerati, le caratteristiche loro richieste, i relativi metodi di analisi, le verifiche, sia locali che globali, che occorre effettuare per accertare il rispetto dei diversi stati limite fissati dalla norma, le indicazioni sui particolari costruttivi e sulle modalità esecutive, le specifiche relative alla resistenza al fuoco ed ai carichi eccezionali.

Si considerano non agenti le azioni sismiche; le prescrizioni aggiuntive legate alla loro presenza sono riportate nel Cap. 7.

In dettaglio:

- nel § 4.1 sono trattate le costruzioni di c.a. e c.a.p., gettate in opera o prefabbricate, e vengono fornite le indicazioni specifiche per i calcestruzzi a bassa percentuale di armatura o non armati e per i calcestruzzi di aggregato leggero;
- nel § 4.2 sono trattate le costruzioni di acciaio, le unioni saldate e bullonate, le verifiche per situazioni usuali, transitorie, eccezionali ed i criteri di durabilità;
- nel § 4.3 sono trattate le costruzioni miste acciaio-calcestruzzo, esaminando separatamente le travi con soletta collaborante, le colonne composte, le solette composte con lamiera grecata e definendo le verifiche per situazioni usuali, transitorie, eccezionali;
- nel § 4.4 sono trattate, per la prima volta nella normativa tecnica italiana, le costruzioni di legno;
- nel § 4.5 sono trattate le costruzioni di muratura;
- nel § 4.6 sono trattate le costruzioni di altri materiali.

C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Partendo dal materiale calcestruzzo, nel considerare tutte le classi di resistenza contemplate nell'Eurocodice 2, sono state inserite le classi C28/35 C32/40, di sicura importanza in Italia, prevedendo l'uso di calcestruzzi fino alla classe C90/105.

Per le Classi di resistenza comprese fra C70/85 e C90/105 deve essere richiesta l'autorizzazione ministeriale mediante le procedure già stabilite per altri materiali "innovativi".

Il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c è stato fissato pari a 1,5, in accordo con l'Eurocodice 2; il coefficiente α_{cc} è stato, invece, fissato pari a 0,85, non avendo ritenuto opportuno l'adeguamento al valore proposto dall'Eurocodice 2..

In relazione ai materiali ed ai coefficienti di sicurezza si è stabilito di non penalizzare le tecnologie innovative, accettando ad esempio l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza, ma mantenendo prudenza sui coefficienti di sicurezza.

Vengono definiti i legami costitutivi parabola-rettangolo, elasto-plastico e stress block per il calcestruzzo e vengono forniti i valori limiti per le deformazioni, che coincidono con quelli tradizionali per i cls di classe fino a C50/60, mentre sono opportunamente ridotti per i calcestruzzi ad elevata resistenza.

Viene fornito il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da armatura γ_s posto, per tutti i tipi, pari a 1,15.

Vengono definiti i legami costitutivi per l'acciaio; è previsto l'utilizzo tanto di un legame elastico indefinitamente plastico quanto di un legame elastico incrudente. Nel primo caso non vi è più la limitazione al 10 % , con drastica semplificazione nei calcoli senza peraltro introdurre significative variazioni di sicurezza. Nel secondo caso si può utilizzare il rapporto f_t/f_y , oggi controllato su base statistica e dunque sufficientemente garantito.

C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

C4.1.1.1 Analisi elastica lineare

Con riferimento all'analisi elastica lineare con redistribuzione dei momenti prevista al §4.1.1.1 delle NTC, nel seguito si forniscono alcune precisazioni integrative.

Cautelativamente, le NTC proibiscono la redistribuzione dei momenti nei pilastri e nei nodi, consentendola solo nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai) e nelle solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Nel seguito, per semplicità, si farà riferimento alle sole travi, restando inteso che le relative considerazioni sono immediatamente estendibili alle solette.

La redistribuzione dei momenti flettenti garantisce l'equilibrio sia globale che locale della struttura ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la redistribuzione con una verifica di duttilità. Tale verifica, peraltro, può essere omessa se si rispettano le limitazioni sulla entità delle redistribuzioni fornite dalle NTC, meglio precisate nel seguito.

In effetti, la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la redistribuzione $\bar{M}_{i,j} = M_{i,j} + \Delta\bar{M}_{i,j}$ ed il momento prima della redistribuzione $M_{i,j}$ soddisfi le relazioni

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.1 e 4.1.1 NTC})$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} > 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.2 e 4.1.2 NTC})$$

dove d è l'altezza utile della sezione, x è l'altezza della zona compressa e ϵ_{cu} è la deformazione ultima del calcestruzzo, data al §4.1.2.1.2.2 delle NTC. Il limite $\delta \geq 0,70$ ha lo scopo di evitare che un eccesso di redistribuzione possa indurre plasticizzazione allo Stato Limite di Esercizio nelle sezioni in cui si riduce il momento resistente, contenendo così le richieste di duttilità nelle situazioni sismiche.

Di conseguenza, ad ogni nodo, l'aliquota dei momenti da redistribuire, ΔM , non può eccedere il 30% del minore tra i due momenti d'estremità concorrenti al nodo, nel caso di momenti di verso opposto. Nel caso di momenti equiversi, il rapporto δ va riferito inevitabilmente al momento che viene ridotto in valore assoluto.

La redistribuzione dei momenti permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo in valore assoluto i momenti massimi di calcolo, solitamente localizzati nelle zone di momento negativo, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti nelle zone meno sollecitate.

Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie ad una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica.

Il requisito essenziale per effettuare la redistribuzione è che il diagramma dei momenti risulti staticamente ammissibile una volta effettuata la redistribuzione.

Il diagramma è staticamente ammissibile se è equilibrato e se soddisfa in ogni sezione la condizione

$$\bar{M}_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (\text{C4.1.3})$$

dove \bar{M}_{Ed} è il valore di progetto del momento dopo la redistribuzione e M_{Rd} è il momento resistente di progetto.

C4.1.1.1.1 *Ridistribuzione nelle travi continue*

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti M_1 e M_2 delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori M'_1 e M'_2 , nel rispetto dei limiti $M'_1 \geq \delta M_1$ e $M'_2 \geq \delta M_2$.

Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo della Figura C4.1.1, va traslato di conseguenza nel rispetto dell'equilibrio con il carico p applicato, come indicato dalla curva a tratteggio di Figura C4.1.1.

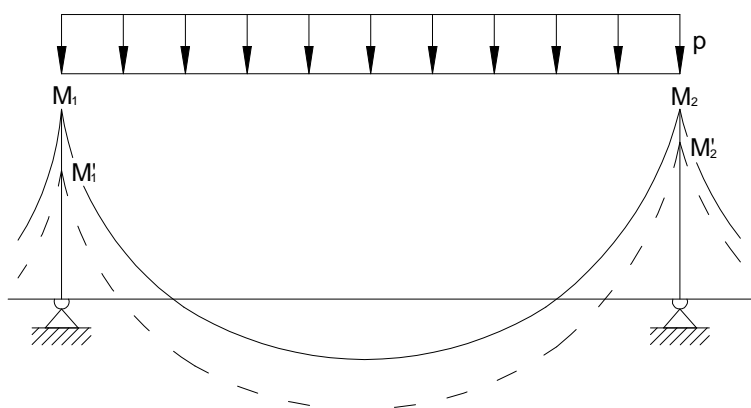


Figura C4.1.1 *Ridistribuzione dei momenti per travi continue*

C4.1.1.1.2 *Ridistribuzione nelle travi continue dei telai*

Nei telai i momenti trasmessi dai pilastri ai nodi, non essendo ammessa per tali elementi la redistribuzione, sono quelli desunti dall'analisi elastica. Poiché tali momenti debbono essere in equilibrio con quelli trasmessi allo stesso nodo dalle travi, la redistribuzione si effettua applicando all'estremità delle travi convergenti nel nodo momenti flettenti di segno opposto ed uguale intensità, lasciando immutato il regime di sollecitazione nei pilastri.

Operativamente, si possono evidenziare due possibili situazioni a seconda che i momenti trasmessi al nodo dalle travi in esso convergenti (momenti d'estremità) abbiano verso discorde (Figura C4.1.2) o concorde (Figura C4.1.3).

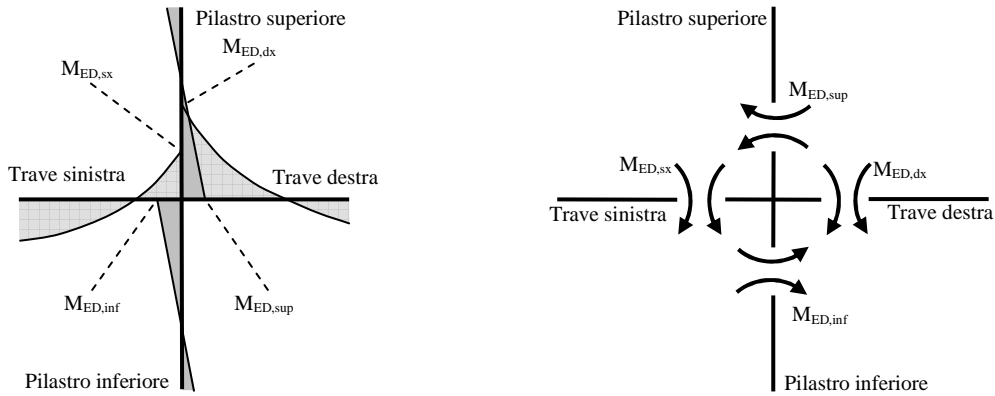


Figura C4.1.2 Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità discordi

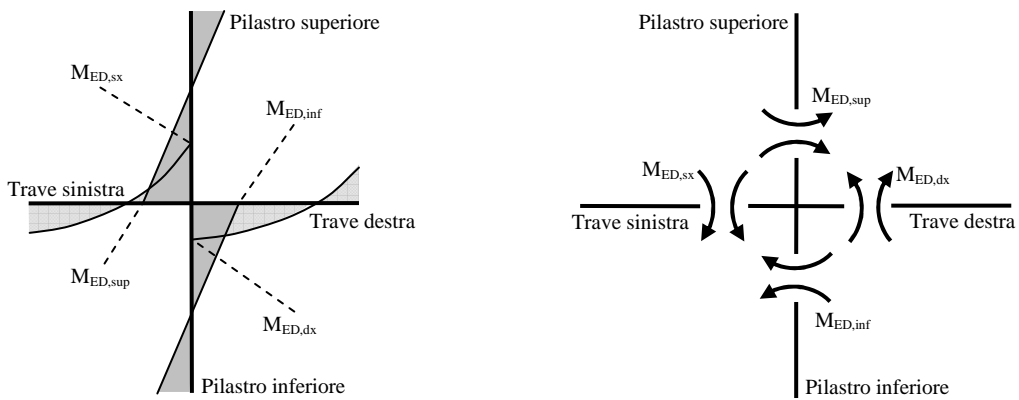


Figura C4.1.3 Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità concordi

Il soddisfacimento dell'equilibrio impone che, nel caso in cui in cui momenti d'estremità delle travi abbiano verso discorde, essi siano entrambi ridotti di ΔM (Figura C4.1.4) e che, in caso contrario, il momento d'estremità della trave di sinistra sia ridotto di ΔM e quello della trave destra sia aumentato della stessa quantità ΔM (Figura C4.1.5).

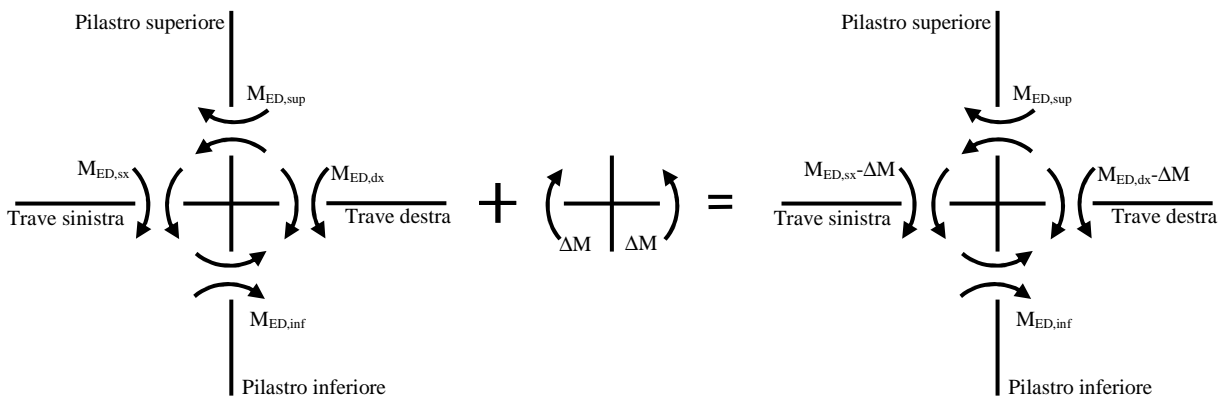


Figura C4.1.4 Momenti d'estremità di verso opposto: redistribuzione del momento nelle travi

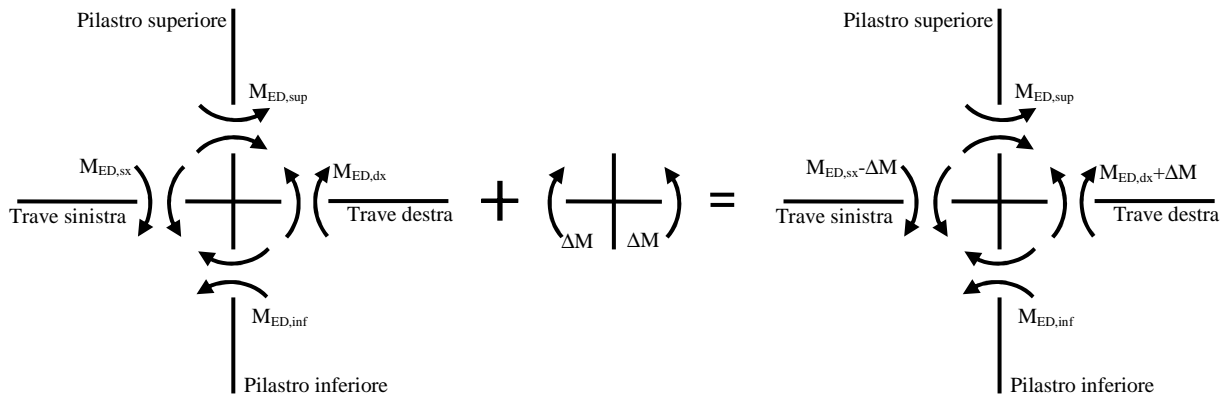


Figura C4.1.5 *Momenti d'estremità di verso concorde: redistribuzione del momento nelle travi*

I diagrammi dei momenti ottenuti a seguito della redistribuzione, per le due diverse situazioni in precedenza prefigurate, sono rappresentati in Figura C4.1.6.

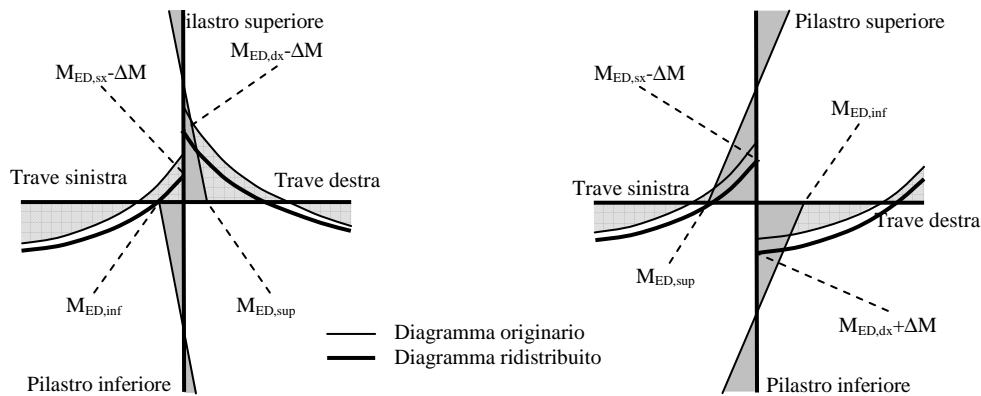


Figura C4.1.6 *Diagrammi dei momenti a seguito della redistribuzione dei momenti nelle travi*

Come già detto, affinché la redistribuzione sia consentita, il diagramma dei momenti flettenti su ciascuna trave ottenuto per effetto della redistribuzione deve essere staticamente ammissibile.

C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

C4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

Con riferimento all'ultimo capoverso del § 4.1.2.1.1.4, ai fini del calcolo della resistenza di aderenza può farsi riferimento alle norme UNI EN 1992-1-1.

C4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

C4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri in c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando N_{Rd} con la formula

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd} \quad (C4.1.4)$$

con A_c area del calcestruzzo e $A_{s,tot}$ area totale d'armatura.

C4.1.2.1.5 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

Con riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntoni descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC, nel seguito si riporta un esempio di applicazione di detto metodo di verifica con riferimento al caso della mensola tozza di Figura C4.1.7.

In questo caso il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di ψ , che riporta il carico P_{Ed} entro il bordo del pilastro. Con le dimensioni geometriche indicate nella Figura C4.1.7, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad (C4.1.5)$$

con $\lambda = ctg\psi \cong l/(0,9d)$. Per la verifica dovrà risultare

$$P_R \geq P_{Ed} \quad (C4.1.6)$$

Dovrà inoltre risultare una resistenza P_{Rc} del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs} \quad (C4.1.7)$$

con $c=1$ per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e $c=1,5$ per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

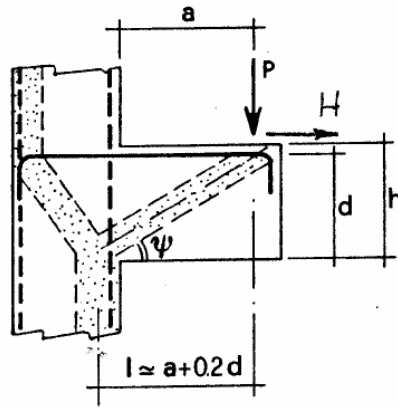


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

A quello sopra presentato può aggiungersi un secondo meccanismo funzionante in parallelo, costituito da un tirante inclinato ed un puntone inferiore come rappresentato in Figura C4.1.8.

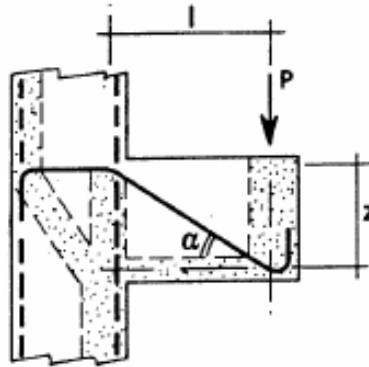


Figura C4.1.8 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante obliquo per mensole tozze

Attraverso l'equilibrio del nodo sul quale viene trasmessa la quota parte di carico si ottiene il corrispondente contributo di portanza in termini di resistenza dell'armatura

$$\Delta P_R = A'_s f_{sd} \sin \alpha \quad (\text{C4.1.8})$$

che deve risultare non maggiore della resistenza del puntone compresso:

$$\Delta P_{Rc} = 0,2 b d f_{cd} \operatorname{tg} \alpha \geq \Delta P_{Rs} \quad (\text{C4.1.9})$$

La capacità portante globale della mensola provvista dei due ordini d'armatura può calcolarsi, a partire dal contributo di ciascun meccanismo resistente, come

$$P_R = P_{Rs} + 0,8 \Delta P_R \quad (\text{C4.1.10})$$

considerando un contributo aggiuntivo dell'armatura inclinata ridotto del 20%.

Per contenere l'entità della fessurazione, occorre in ogni caso disporre un'adeguata staffatura.

C4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \zeta \cdot p_f + (1 - \zeta) \cdot p \quad (C4.1.11)$$

in cui

$$\zeta = 1 - c\beta^2 \quad (C4.1.12)$$

Nella (C4.1.12) il fattore β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$, o il rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva, $\beta = N_f / N$, a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda=l/h$ tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] \quad (C4.1.13)$$

dove f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa, ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

I valori da attribuire a K sono riportati in Tabella C4.1.I, insieme con i valori limite di λ calcolati

assumendo $f_{ck} = 30$ MPa e $\left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] = 1$, nel caso di calcestruzzo molto sollecitato ($\rho=1,5\%$) o poco sollecitato ($\rho=0,5\%$).

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala maggiore di tre volte lo spessore dell'anima, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere ridotti del 20%.

Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto $7/l$ essendo l la luce di calcolo in m.

Per piastre non nervate la cui luce maggiore l ecceda 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto $8,5/l$, con l in m.

Tabella C4.1.I Valori di K e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

Mensole	0,4	6	8
<p>Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.13, $f_{ck}=30$ MPa e $\left[\frac{500A_{s,eff.}}{f_{yk}A_{s,calc.}} \right] = 1$.</p> <p>Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.</p> <p>I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzeria maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.</p>			

Nel caso di elementi in c.a.p. si può applicare la tabella C4.1.1 moltiplicando il valore di K per 1,2.

C4.1.2.2.4 Verifica di fessurazione

C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (C4.1.14)$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

In alternativa il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} \quad (C4.1.15)$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (C4.1.16)$$

in cui:

- σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;
- α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;
- ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ e $h/2$ (vedere figura C4.1.9). Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;
- k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:
- $k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,
- $k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

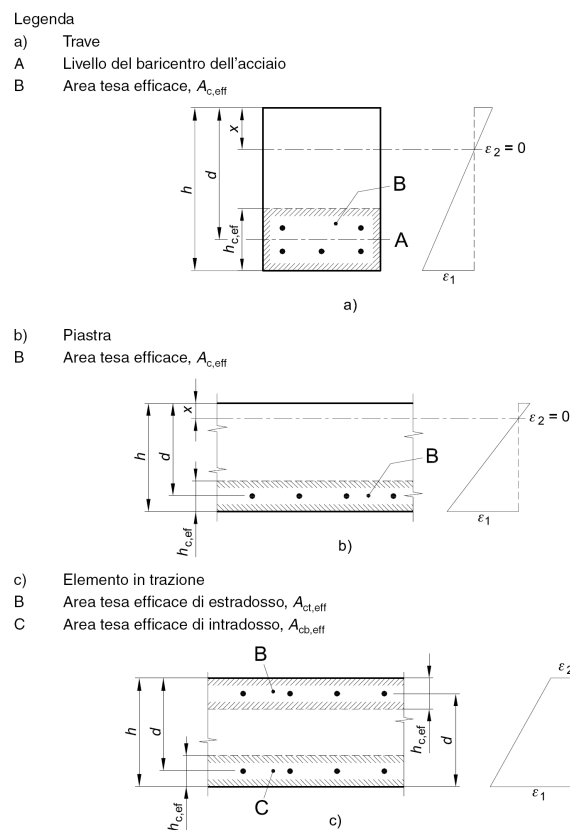


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), la distanza massima tra le fessure, Δ_{smax} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.17)$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (C4.1.18)$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,

= 1,6 per barre lisce;

k_2 = 0,5 nel caso di flessione,

= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (C4.1.19)$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

k_3 = 3,4;

k_4 = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a $5(c + \phi/2)$ (vedere figura C4.1.10), per la parte di estensione $5(c + \phi/2)$ nell'intorno delle barre la distanza massima tra le fessure, Δ_{smax} , può essere valutata ancora con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.20)$$

Nella parte rimanente la distanza massima tra le fessure, Δ_{smax} , può, invece, essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{smax} = 1,3 (h - x) \quad (C4.1.21)$$

in cui:

h ed x sono definite in fig. C4.1.9;

$(h - x)$ è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

Legenda

- A Asse neutro
- B Superficie del calcestruzzo teso
- C Zona in cui si applica la formula (C.4.1.20)
- D Zona in cui si applica la formula (C.4.1.21)

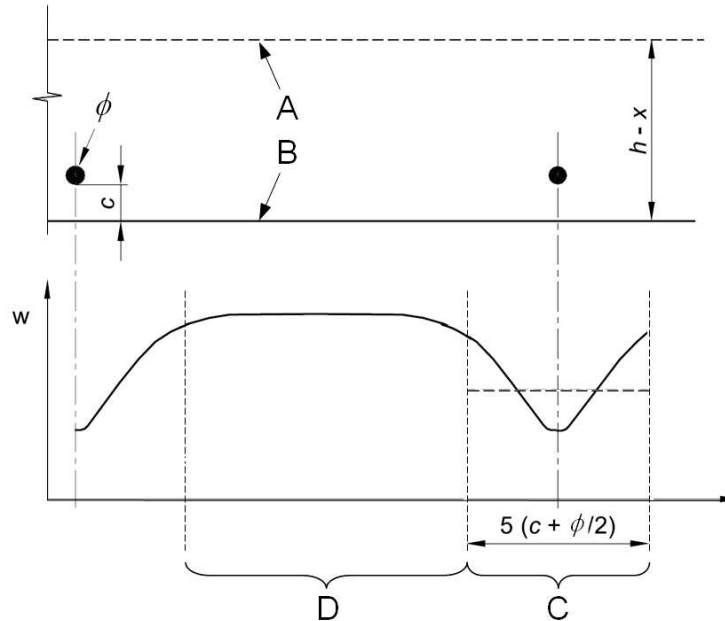


Figura C4.1.10 Ampiezza delle fessure, w , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura.

Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, così come riportata nell'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella C4.1.IV NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione σ_s si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precomprese a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

C4.1.2.2.5 *Verifica delle tensioni di esercizio*

La verifica delle tensioni in esercizio si può effettuare nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dalla (11.2.5) delle NTC, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm^2 . Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito nel §11.2.10.7 delle NTC.

Nei casi in cui si ritenga possibile effettuare un'unica verifica indipendente dal tempo, si può assumere un coefficiente di omogeneizzazione n fra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo pari a 15.

C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C4.1.6.1 Elementi monodimensionali:Travi e pilastri

C4.1.6.1.1 Armatura delle travi

Con riferimento al 2° capoverso del § 4.1.6.1.1 delle NTC, si precisa che detta prescrizione si riferisce alle travi senza armatura al taglio. Per le travi con armatura al taglio, sugli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione coerente con il valore dell'inclinazione del puntone diagonale ($\cot \theta$) assunto nella verifica a taglio e con la resistenza V_{Rd} .

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$

C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Nella valutazione della lunghezza di sovrapposizione si deve tenere conto dello sforzo in entrambe le barre e considerare la percentuale delle barre sovrapposte nella sezione.

C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidità nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

- 1) le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
- 2) vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in conglomerato cementizio, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la *rigidità nel piano* e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

C4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Per i solai misti in cemento armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio si possono distinguere le seguenti categorie di blocchi:

- a) blocchi non collaboranti aventi prevalente funzione di alleggerimento; in unione con il calcestruzzo di completamento le pareti laterali dei blocchi e la parete orizzontale superiore possono, se è garantita una perfetta aderenza con il calcestruzzo, partecipare alla resistenza alle forze di taglio e all'aumento della rigidità flessionale rispettivamente;

- b) blocchi collaboranti aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato. Essi partecipano alla definizione della sezione resistente ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi nonché delle deformazioni.

Al fine di perseguire le esigenze esposte nei punti 1 e 2 del §C.4.1.9, per i solai misti in c.a. e blocchi di laterizio si ritiene necessario che siano verificate le seguenti condizioni.

C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

I blocchi di laterizio sia *collaboranti* che *non collaboranti* devono avere le seguenti caratteristiche minime:

- il profilo delle pareti delimitanti le nervature di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti. Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro. Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme. Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni.

- le pareti esterne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 8. Le pareti interne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 7. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di mm 3. Il rapporto tra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione dei blocchi non deve risultare maggiore di $0,6 + 0,625 \cdot h$ (dove h è l'altezza del blocco in metri, $h \leq 0,32$ m).

C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di 1/8 del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm;
- b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- c) la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm.

C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche

I blocchi di entrambe le categorie devono garantire una resistenza a punzonamento o punzonamento-flessione (quest'ultimo caso se sono del tipo interposto) per carico concentrato non minore di 1,50 kN. Il carico deve essere applicato su un'impronta quadrata di 50 mm di lato nel punto della superficie orizzontale superiore a cui corrisponde minore resistenza del blocco.

Per i blocchi collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 30 N/mm², nella direzione dei fori, e di 15 N/mm² nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 10 N/mm².

Per i blocchi non collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 15 N/mm², nella direzione dei fori, e di 7 N/mm² nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm. 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 7 N/mm².

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a 25 kN/mm².

Il coefficiente di dilatazione termica lineare del laterizio deve essere $\alpha_t \geq 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Il valore della dilatazione per umidità misurata secondo quanto stabilito nel Cap.11 delle NTC, deve essere minore di $4 \cdot 10^{-4}$.

Nei solai in cui l'armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve essere contornata in ogni direzione da un adeguato spessore di malta cementizia.

Al fine di garantire un'efficace inserimento dell'armatura nelle scanalature, detta armatura non dovrà avere diametro superiore a 12 mm.

C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri di natura minerale, artificiale o naturale, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

I calcestruzzi di aggregati leggeri debbono essere specificati in ragione della classe di resistenza e di massa per unità di volume.

Le classi di resistenza ammesse per impieghi strutturali sono dalla LC16/18 fino alla LC55/60, secondo la classificazione di cui alla UNI EN 206-1:2006, riportata nella Tabella C4.1.V.

Tabella C4.1.V *Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale*

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{ck} [N/mm ²]	Resistenza caratteristica cubica minima R_{ck} [N/mm ²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Le classi di massa per unità di volume ammesse per impieghi strutturali sono riportate nella Tabella C4.1.VI. Nella stessa tabella, per ciascuna classe, sono indicati i valori nominali della massa per unità di volume del calcestruzzo da adottare nel calcolo del peso proprio delle membrature.

Oltre ai normali controlli di accettazione in termini di resistenza, per i calcestruzzi di aggregati leggeri si dovranno eseguire controlli di accettazione con riguardo alla massa per unità di volume, da condurre secondo quanto specificato nelle norme UNI EN 206-1 e UNI EN 12390-7.

La resistenza alla frantumazione dell'aggregato leggero influenza la resistenza a compressione del calcestruzzo leggero e, pertanto, deve essere determinata in conformità all'Appendice A delle UNI EN 13055 e dichiarata dal produttore.

C4.1.12.1 Norme di calcolo

Per il progetto di strutture di aggregati leggeri si applicano le norme di cui ai §4.1.1 a §4.1.11 delle NTC, con le seguenti integrazioni e modifiche.

Tabella C4.1.VI *Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale*

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m ³]	1400 < ρ ≤ 1500	1500 < ρ ≤ 1600	1600 < ρ ≤ 1700	1700 < ρ ≤ 1800	1800 < ρ ≤ 1900	1900 < ρ ≤ 2000
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m ³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m ³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

C4.1.12.1.1 *Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo*

C4.1.12.1.1.1 Resistenza a trazione

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale), in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunto pari a:

$$f_{lctm} = 0,30 f_{lck}^{2/3} \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe } \leq \text{LC } 50/55 \quad (\text{C4.1.22})$$

$$f_{lctm} = 2,12 \ln[1+(f_{lcm}/10)] \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe } \leq \text{LC } 50/55 \quad (\text{C4.1.23})$$

dove:

- $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$;
- ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³;
- f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm².

I valori caratteristici della resistenza a trazione semplice, corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95, possono assumersi pari a:

$$\text{- frattile 5\% :} \quad f_{lctk,0,05} = 0,7 f_{lctm} \quad (\text{C4.1.24.a})$$

$$\text{- frattile 95\% :} \quad f_{lctk,0,95} = 1,3 f_{lctm} \quad (\text{C4.1.24.b})$$

La resistenza a trazione di calcolo è pari a:

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk} / \gamma_C \quad (C4.1.25)$$

C4.1.12.1.1.2 Modulo di elasticità

In assenza di sperimentazione diretta, una stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni può essere ottenuta dall'espressione:

$$E_{lcm} = 22000 \left[\frac{f_{lcm}}{10} \right]^{0,3} \eta_E \quad [\text{MPa}] \quad (C4.1.26)$$

essendo:

- f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm^2 ;
- $\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$
- ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m^3 .

C4.1.12.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi

C4.1.12.1.2.1 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Valgono le ipotesi di base di cui al §4.1.2.1.2 delle NTC.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare il modello parabola-rettangolo (a) o triangolo-rettangolo (b), entrambi raffigurati nella Figura C4.1.11.

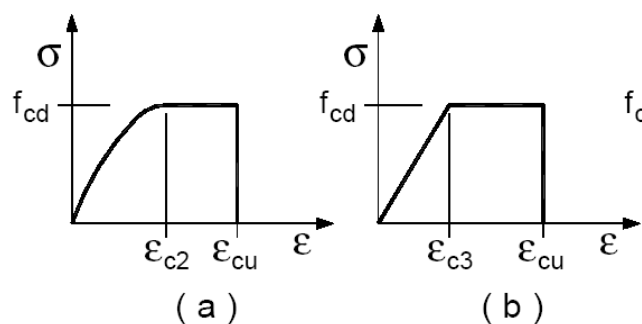


Figura C4.1.11 Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo di aggregati leggeri

I limiti deformativi ϵ_{c2} , ϵ_{c3} ed ϵ_{cu} possono essere assunti

- per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore o uguale a LC 50/55 pari a:

$$\epsilon_{c2} = 0,20 \%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175 \%$$

$$- \varepsilon_{cu} = \eta_1 0,35 \%, \text{ essendo } \eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

- per calcestruzzi di classe di resistenza pari a LC 55/60 pari a:

$$\varepsilon_{c2} = 0,22 \%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,18 \%$$

$$\varepsilon_{cu} = \eta_1 0,31 \%$$

C4.1.12.1.2.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

C4.1.12.1.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Valgono le limitazioni di utilizzo di elementi privi di armature resistenti a taglio, stabilite al §4.1.2.1.3.1 delle NTC per i calcestruzzi ordinari.

La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:

$$V_{IRd,c} = \left[0,15 \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (C4.1.27)$$

nella quale:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{l,min} = 0,030 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$$

essendo

d l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula (4.1.15) delle NTC, sostituendo a f_{ctd} il corrispondente valore f_{ctd} per il calcestruzzo di aggregati leggeri.

In ogni caso il taglio di calcolo V_{Ed} non dovrà superare la limitazione seguente, nella quale la caratteristica resistente è valutata con riferimento alla condizione fessurata del calcestruzzo:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lcd} \quad (C4.1.28)$$

Nella (C4.1.28) v_1 è il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazioni taglianti dato da

$$v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck}/250) \quad (C4.1.29)$$

dove la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo leggero f_{lck} è espressa in MPa.

C4.1.12.1.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Si applicano le regole di calcolo di cui al §4.1.2.1.3.2 delle NTC, sostituendo nella formula (C4.1.27) f'_{cd} con il valore $f'_{lcd} = 0,40 f_{lcd}$.

C4.1.12.1.2.3 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Si applicano le regole di calcolo di cui al §4.1.2.1.4 delle NTC, sostituendo nella formula (4.1.27) f'_{cd} con il valore $f'_{lcd} = 0,40 f_{lcd}$.

C4.1.12.1.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si eseguono conformemente alle indicazioni valide per le strutture in calcestruzzo ordinario, adeguate in relazione alle specificità dei calcestruzzo di aggregati leggeri.

C4.1.12.1.3.1 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità possono essere omesse quando le snellezze delle membrane, divise per il coefficiente η_E definito al §C4.1.12.3.1.2, soddisfano le limitazioni indicate al §C4.1.2.2.2.

C4.1.12.1.4 Dettagli costruttivi

C4.1.12.1.4.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm.

Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento⁴ non deve eccedere i 45 mm.

⁴ Il diametro equivalente di un raggruppamento di n barre uguali tra loro può assumersi pari a $\phi_n = \phi \sqrt{n}$.

Per strutture precomprese a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore o uguale a ½”.

C4.1.12.1.4.2 Raggio di curvatura delle barre

Il diametro dei mandrini per la piegatura delle barre deve essere incrementato del 50% rispetto al valore ammesso per il calcestruzzo ordinario. In particolare, i valori minimi dei diametri dei mandrini da utilizzare in relazione al diametro delle barre è dato da:

per $\phi \leq 16 \text{ mm}$ $D \geq 6 \phi$

per $\phi > 16 \text{ mm}$ $D \geq 11 \phi$.

C4.1.12.1.4.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni

Il calcolo della tensione ultima di aderenza di barre inserite in getti di calcestruzzo leggero strutturale può essere valutato con riferimento alla formulazione valida per il calcestruzzo ordinario, sostituendo al valore di f_{ctd} , che vi compare, il valore $f_{lctd} = f_{lctk} / \gamma_C$.

C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

E' stata introdotta una classificazione delle sezioni in termini di resistenza e capacità di rotazione, conforme all'Eurocodice 3, cosicché l'individuazione dei metodi di analisi strutturale e dei criteri di verifica applicabili risulta fortemente semplificata.

Particolarmente innovativa è la possibilità di impiegare, per l'analisi globale delle strutture, oltre al classico metodo elastico, anche il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elastoplastico, purché siano soddisfatte certe condizioni.

Le unioni chiodate, bullonate, ad attrito con bulloni AR, saldate a piena penetrazione e saldate a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sono trattate diffusamente; novità sostanziale è la possibilità di verificare le saldature a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sia mediante il classico approccio nazionale che considera la sezione di gola del cordone ribaltata sui lati del cordone stesso, sia mediante l'approccio dell'Eurocodice 3, che considera la sezione di gola nell'effettiva posizione.

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio sono poi opportunamente integrate, nel §7.5 delle NTC, per l'impiego in zona sismica.

C4.2.1 MATERIALI

Per quanto attiene le costruzioni di acciaio si segnala che la gamma degli acciai da carpenteria laminati a caldo e formati a freddo normalmente impiegabili è stata estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460.

C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Alcune problematiche specifiche, quali l'instabilità, la fatica e la fragilità alle basse temperature sono trattate nelle NTC in termini generali, approfondendo soltanto gli aspetti applicativi maggiormente ricorrenti e rimandando, per questioni di dettaglio o molto specialistiche, a normative di comprovata validità.

C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi strutturale si devono considerare, se rilevanti, tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e/o la rigidità della struttura e il suo comportamento, quali, ad esempio, imperfezioni, effetti del secondo ordine, fenomeni d'instabilità locale, effetti di trascinamento da taglio.

C4.2.3.1 Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni ricorrenti è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC (Tabella 4.2.I).

Scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni in acciaio.

Le tabelle 4.2.I-III delle NTC forniscono indicazioni per definire se una sezione appartiene alle classi 1, 2 o 3; il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

La sezione è in genere classificata secondo la classe più sfavorevole delle sue parti compresse.

In alternativa, è possibile procedere ad una classificazione separata delle flange e dell'anima della sezione, limitando localmente, all'interno della sezione, le capacità plastiche delle singole parti. Le sezioni che non soddisfano i requisiti imposti per la classe 3 sono di classe 4.

Oltre che mediante il procedimento semplificato proposto nelle tabelle 4.2.I-III delle NTC, è possibile classificare una sezione strutturale anche tramite la determinazione della sua capacità rotazionale e quindi delle sue proprietà plastiche complessive, facendo riferimento a metodologie di calcolo di riconosciuta validità.

Ad eccezione delle verifiche di stabilità, che devono essere condotte con stretto riferimento alla classificazione della Tabella 4.2.I delle NTC, una parte di sezione di classe 4 può essere trattata come una parte di sezione di classe 3 se è caratterizzata da un rapporto larghezza/spessore entro il limite previsto per la classe 3, incrementato di \bar{k} ,

$$\bar{k} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{c,Ed}}} \quad (C4.2.1)$$

essendo $\sigma_{c,Ed}$ la massima tensione di compressione indotta nella parte considerata dalle azioni di progetto.

Il calcolo delle sezioni di classe 4 può essere effettuato in riferimento alle metodologie di calcolo descritte nei successivi §§C4.2.5 e C4.2.6.

C4.2.3.3 Metodi di analisi globale

I metodi di analisi globale sono indicati al §4.2.3.3 delle NTC.

I metodi di analisi globale elastico (E) o elastoplastico (EP) possono essere utilizzati per sezioni di classe qualsiasi, come indicato nella Tabella C4.2.IV delle NTC.

Il metodo di analisi globale plastico (P) può essere impiegato se sono soddisfatte alcune condizioni, in particolare se si possono escludere fenomeni di instabilità e se le sezioni in cui sono localizzate le cerniere plastiche, in cui, cioè, il momento flettente è uguale a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.2)$$

hanno sufficiente capacità di rotazione. Nella (C4.2.2) W_{pl} è il modulo plastico della sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica e $\gamma_{M0}=1,05$ (v. Tabella 4.2.V delle NTC).

Le porzioni di trave in corrispondenza ed in prossimità delle cerniere plastiche devono essere assicurate nei confronti dei fenomeni di instabilità flessio-torsionale e dell'equilibrio in generale, disponendo, se necessario, appositi ritegni torsionali e controllando la classificazione della sezione trasversale del profilo lungo tale porzione. In tal modo è possibile garantire la capacità rotazionale in tutte le sezioni in cui si possano formare delle cerniere plastiche sotto i carichi di progetto.

Se la cerniera è localizzata in una membratura, la sezione della membratura deve essere simmetrica rispetto al piano di sollecitazione; se la cerniera è localizzata in una giunzione, la giunzione deve avere una capacità di rotazione, valutata secondo metodologie di riconosciuta validità, maggiore di quella richiesta. Nel caso in cui la cerniera plastica si sviluppi all'interno della membratura, la

giunzione deve essere comunque dotata di un livello di sovrarresistenza tale da evitare che la cerniera plastica possa interessare la giunzione.

In assenza di più accurate determinazioni,

- in membrature a sezione costante, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 secondo il §4.2.3.1 delle NTC; inoltre, qualora nella sezione il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza plastica a taglio della sezione risulti maggiore di 0,1, si devono disporre irrigidimenti trasversali d'anima a distanza non superiore a 0,5 h dalla cerniera, essendo h l'altezza della trave;
- in membrature a sezione variabile, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 per un tratto pari ad a^* ,

$$a^* = \max(2d; L_{0,8M_p}) \quad (C4.2.3)$$

da ciascun lato della cerniera, essendo d l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera e $L_{0,8M_p}$ la distanza tra la cerniera in cui il momento flettente assume il valore plastico di calcolo, $M_{pl,Rd}$, e la sezione in cui il momento flettente vale $0,8 M_{pl,Rd}$, e se, inoltre, risulta che lo spessore dell'anima si mantiene costante nell'intervallo $[-2d, 2d]$ centrato sulla cerniera plastica, e che, contemporaneamente, al di fuori delle zone sopra menzionate, la piattabanda compressa è di classe 1 o 2 e l'anima non è di classe 4.

Le zone tese indebolite dai fori, poste a distanza dalla cerniera plastica minore di a^* , debbono comunque soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze indicato al §4.2.4.1.2 delle NTC

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.4)$$

dove A è l'area lorda, A_{net} è l'area netta, f_{tk} è la resistenza a rottura caratteristica e $\gamma_{M2}=1,25$.

È ammesso il ricorso al metodo di analisi elastico con redistribuzione purché l'entità dei momenti da redistribuire sia non superiore a $0,15 \cdot M_{pl,Rd}$, il diagramma dei momenti sia staticamente ammissibile, le sezioni delle membrature in cui si attua la redistribuzione siano di classe 1 o 2 e siano esclusi fenomeni di instabilità.

C4.2.3.4 Effetti delle deformazioni

Nel §4.2.3.4 delle NTC si stabilisce che l'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore dei carichi α_{cr} che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10, se si esegue un'analisi elastica, o a 15, se si esegue un'analisi plastica.

Il coefficiente α_{cr} è il minimo fattore del quale devono essere incrementati i carichi applicati alla struttura per causare il primo fenomeno di instabilità elastica globale, ovvero che coinvolge l'intera struttura. Tali valori possono essere ottenuti da apposite analisi elastiche (o di "buckling") condotte in genere utilizzando programmi di calcolo strutturale od apposite procedure numeriche.

Una forte limitazione al calcolo del moltiplicatore dei carichi α_{cr} con l'analisi plastica deriva dalla significativa influenza che le proprietà non-lineari dei materiali allo stato limite ultimo hanno sul comportamento di alcune tipologie strutturali (ad esempio telai in cui si formino delle cerniere plastiche con redistribuzione del momento flettente, oppure strutture con un comportamento fortemente non-lineare quali telai con nodi semi-rigidi o strutture con stralli o tiranti). In tali casi l'analisi plastica deve seguire approcci risolutivi molto più accurati che nel caso elastico; inoltre il valore limite di 15 può considerarsi valido solo per tipologie strutturali largamente utilizzate nella pratica e di semplice organizzazione dello schema strutturale. Per strutture più complesse devono essere reperiti valori limite idonei in normative di comprovata validità.

Nel caso di telai multipiano e nel caso di portali con falde poco inclinate, il moltiplicatore critico α_{cr} può essere stimato mediante l'espressione

$$\alpha_{cr} = \frac{h \cdot H_{Ed}}{\delta \cdot V_{Ed}} \quad (C4.2.5)$$

in cui H_{Ed} è il valore di progetto del taglio alla base dei pilastri della stilata considerata (taglio di piano), V_{Ed} è il valore di progetto della forza normale alla base dei pilastri della stilata considerata, h è l'altezza d'interpiano e δ lo spostamento d'interpiano. Nel calcolo di H_{Ed} e di δ si devono considerare, oltre alle forze orizzontali esplicite, anche quelle fittizie dovute alle imperfezioni, calcolate come indicato al §C4.2.3.5.

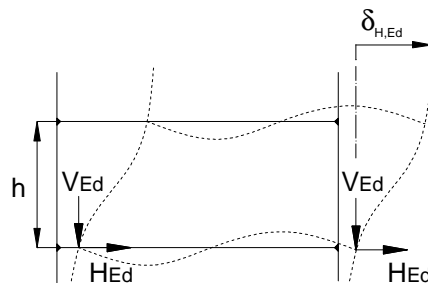


Figura C4.2.1 Configurazione deformata di strutture a telaio sotto azioni orizzontali e verticali

L'applicazione della (C4.2.5) richiede che la forza normale di progetto N_{Ed} nelle travi sia poco significativa. In assenza di valutazioni più precise, questa condizione si intende soddisfatta se la

snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ della trave, considerata incernierata alle estremità, soddisfa la condizione

$$\bar{\lambda} \leq 0,3 \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{Ed}}} \quad (C4.2.6)$$

dove A è l'area della trave.

C4.2.3.5 Effetti delle imperfezioni

Nell'analisi strutturale le autotensioni, le tensioni residue ed i difetti geometrici, quali errori di verticalità, errori di rettilineità, disallineamenti, eccentricità accidentali dei giunti, possono essere considerati introducendo imperfezioni geometriche equivalenti globali o locali.

Le imperfezioni globali equivalenti intervengono nell'analisi globale di strutture, in particolare telai e sistemi di controvento, mentre le imperfezioni locali si considerano per il calcolo di singoli elementi. Generalmente, la distribuzione delle imperfezioni può essere adottata coerente con quella corrispondente alla deformata critica relativa al modo instabile considerato.

Per telai sensibili alle azioni orizzontali, indicata con h l'altezza totale del telaio, l'imperfezione globale, in termini di errore di verticalità (Figura C4.2.2), può essere assunta pari a

$$\phi = \alpha_h \alpha_m \phi_0 \quad (C4.2.7)$$

dove ϕ_0 è il difetto di verticalità, $\phi_0 = h/200$, e α_h e α_m sono due coefficienti riduttivi dati da

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \text{ e da } \alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (C4.2.8)$$

essendo m il numero dei pilastri di una stilata soggetti ad uno sforzo assiale di progetto N_{Ed} non minore del 50% della forza normale media di progetto agente sui pilastri della stilata stessa.

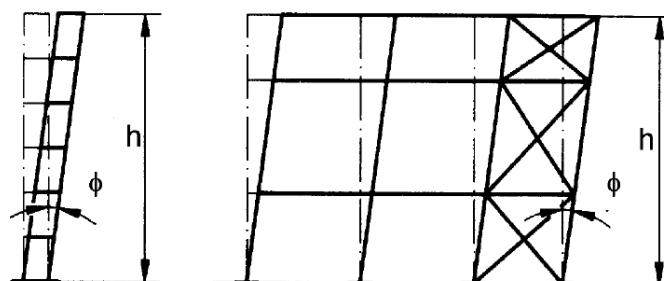


Figura C4.2.2 Imperfezioni globali equivalenti

Per il calcolo degli effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti si può far riferimento agli schemi di figura C4.2.3, in cui h è l'altezza d'interpiano e ϕ il valore dell'imperfezione, calcolato con la (C4.2.7).

Nell'analisi dei telai i difetti di verticalità possono essere trascurati quando

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed} \quad (C4.2.9)$$

con H_{Ed} e V_{Ed} definiti al §C4.2.3.4.

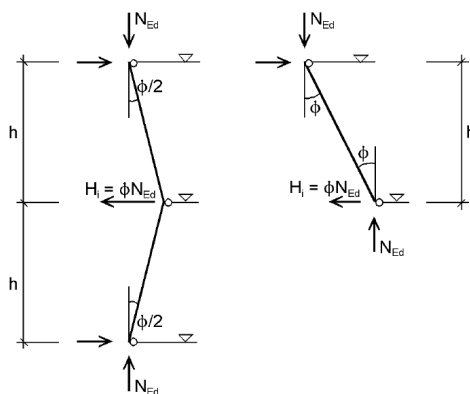


Figura C4.2.3 Effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti

Nel calcolo gli effetti delle imperfezioni locali possono essere generalmente trascurati. Nelle analisi globali di telai sensibili agli effetti del secondo ordine, tuttavia, può essere necessario considerare anche i difetti di rettilineità delle aste compresse che abbiano un vincolo rotazionale ad almeno un estremo e la cui snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, calcolata considerando l'asta incernierata ad entrambi gli estremi, sia

$$\bar{\lambda} \geq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad (C4.2.10)$$

Le imperfezioni locali dei singoli elementi possono essere rappresentate considerando i valori degli scostamenti massimi dalla configurazione iniziale e_0/L , dove L è la lunghezza dell'elemento, dati in Tabella C4.2.I in funzione della curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VI delle NTC) e del tipo di analisi globale effettuata.

Le imperfezioni globali possono essere sostituite con forze concentrate F_h , applicate a ciascun orizzontamento e in copertura, date da

$$F_h = \phi \cdot N_{Ed} \quad (C4.2.11)$$

Le imperfezioni locali possono essere sostituite con forze distribuite q_h equivalenti, applicate a ciascuna colonna, date da

$$q_h = \frac{8 \cdot e_{0,d} N_{Ed}}{L^2} \quad (C4.2.12)$$

come indicato in figura C4.2.4.

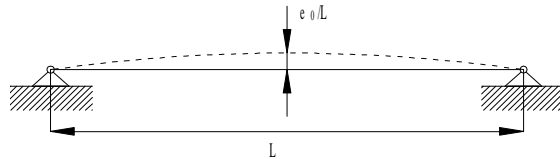
Nell'analisi di un sistema di controvento, le imperfezioni del sistema controventato possono essere tenute in conto considerando uno scostamento di quest'ultimo dalla configurazione iniziale di valor massimo e_0 uguale a

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} \quad (C4.2.13)$$

dove L è la luce del sistema di controvento e α_m dipende dal numero m di elementi controventati,

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (C4.2.14)$$

Tabella C4.2.I Valori massimi delle imperfezioni locali

	Curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VI NTC)	e_0/L (analisi globale elastica)	e_0/L (analisi globale plastica)
	a_0		1/350
a		1/300	1/250
b		1/250	1/200
c		1/200	1/150
d		1/150	1/100

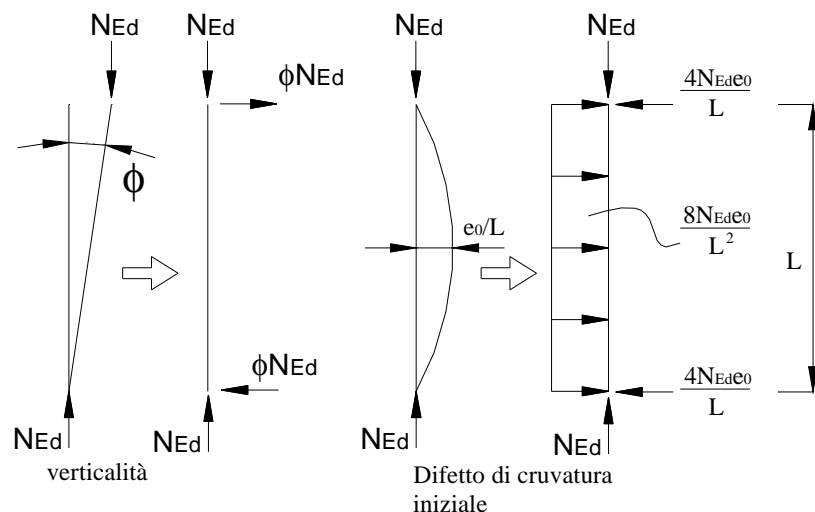


Figura C4.2.4 Sistemi di forze equivalenti alle imperfezioni

Gli effetti delle imperfezioni sul sistema di controvento possono essere tenute in conto anche mediante un carico distribuito equivalente

$$q_d = \frac{8(e_0 + \delta_q) N_{Ed}}{L^2} \quad (C4.2.15)$$

dove δ_q è la freccia massima del sistema di controvento dovuta a q_d e ai carichi esterni, da considerarsi nulla se si effettua un'analisi del second'ordine, e N_{Ed} è la forza normale di compressione nel sistema o quella trasmessa dagli elementi controventati (Figura C4.2.5).

Se il sistema di controventamento è preposto alla stabilizzazione laterale di un elemento inflesso di altezza h , la forza N_{Ed} , riportata nella (C4.2.15) e rappresentativa degli effetti prodotti dall'instabilità della piattabanda compressa dell'elemento inflesso sul controventamento, è data da

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \quad (C4.2.16)$$

dove M_{Ed} è il massimo momento flettente nell'elemento inflesso. Se l'elemento da stabilizzare è soggetto anche a compressione assiale, una quota di tale sollecitazione deve essere considerata per determinare N_{Ed} .

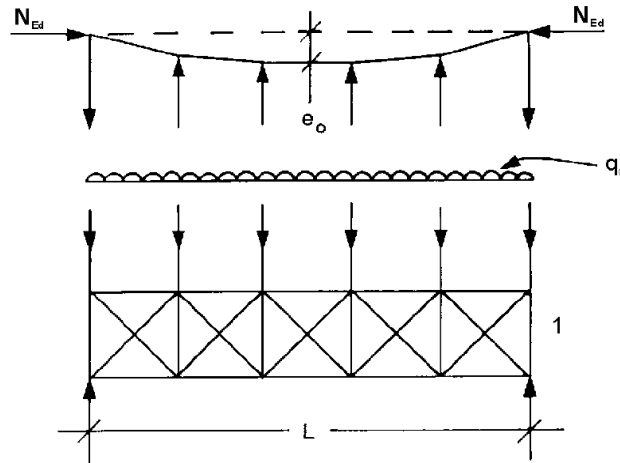


Figura C4.2.5 Forze equivalenti in sistemi di controvento

Le forze che piattabande o elementi compressi giuntati esercitano sul sistema di controvento, in corrispondenza del giunto, possono essere assunte uguali a

$$F_d = \alpha_m \cdot \phi_0 = \frac{\alpha_m \cdot N_{Ed}}{100} \quad (C4.2.17)$$

essendo N_{Ed} la forza di compressione nella piattabanda o nell'elemento (Figura C4.2.6).

Le imperfezioni locali non debbono essere considerate nelle verifiche di stabilità, poiché le formule di verifica nella presente sezione e adottate al §4.2 delle NTC le considerano implicitamente. Se, invece, la verifica della membratura è eseguita mediante un'apposita analisi del secondo ordine, si dovrà considerare un'imperfezione locale dell'asta, che potrà essere assunta uguale a e_0 per l'instabilità a compressione e a $0,5 \cdot e_0$ per l'instabilità flessotorsionale, essendo e_0 dato in Tabella C4.2.I.

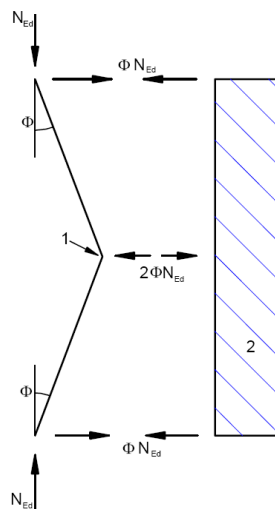


Figura C4.2.6 Forze equivalenti nelle giunzioni di elementi o piattabande compresse

C4.2.3.6 Analisi di stabilità di strutture intelaiate

Quando α_{cr} è minore dei limiti ricordati al §C4.2.3.4, l'analisi strutturale deve tener conto delle deformazioni.

Gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni possono essere considerati nel calcolo con modalità diverse a seconda del tipo di struttura considerata e del tipo di analisi che può essere adottata.

Il metodo più generale prevede di eseguire un'analisi globale non lineare completa, in cui si verificano contemporaneamente sia la stabilità globale della struttura, sia la stabilità locale dei singoli elementi. Una possibile semplificazione di questo metodo consiste nell'eseguire un'analisi non lineare globale della struttura per verificarne la stabilità globale e determinare le sollecitazioni negli elementi, da verificare individualmente.

Nel caso in cui il modo instabile orizzontale sia predominante e risulti $\alpha_{cr} \geq 3,0$, l'analisi può essere semplificata. In questo caso, infatti, si può eseguire un'analisi globale lineare, considerando, per le verifiche degli elementi, le sollecitazioni dovute agli spostamenti orizzontali adeguatamente amplificate mediante un coefficiente $\beta > 1,0$. Per i telai multipiano, caratterizzati da distribuzioni di carichi verticali e orizzontali simili ad ogni piano e con distribuzione delle rigidezze orizzontali coerente con i tagli di piano, e per i portali il coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni dovute alle azioni orizzontali può essere calcolato come

$$\beta = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \quad (C4.2.18)$$

dove il moltiplicatore critico $\alpha_{cr} \geq 3,0$ può essere calcolato mediante la (C4.2.5).

C4.2.3.7 Lunghezza stabile della zona di cerniera di plastica

La verifica nei confronti dell'instabilità torsionale del tratto di membratura compreso tra il ritegno laterale che vincola la cerniera plastica e il ritegno torsionale successivo può essere condotta, in assenza di valutazioni più accurate, controllando che la lunghezza del tratto in esame sia minore della lunghezza stabile L_s .

Nel caso di travi a sezione costante aventi sezioni a I o a H, soggette a forza assiale poco significativa (v. §C4.2.3.4) e a momento flettente variabile linearmente, caratterizzate da un rapporto tra altezza h e spessore della piattabanda t_f ,

$$\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon \quad (C4.2.19)$$

in cui

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}}$$

la lunghezza stabile può essere valutata, in via semplificata, come

$$\begin{aligned} L_s &= 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } 0,625 \leq \psi \leq 1,0 \\ L_s &= (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } -1 \leq \psi < 0,625 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.20})$$

essendo i_z il raggio d'inerzia della piattabanda relativo all'asse dell'anima e ψ il rapporto tra i momenti flettenti alle estremità del segmento considerato, $M_{Ed,min}$ e $M_{pl,Rd}$,

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$$

C4.2.4 VERIFICHE

C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

C4.2.4.1.3.1 Stabilità di aste compresse composte

Aste compresse composte a sezione costante realizzate da due elementi (correnti) collegati tra loro con calastrelli o tralacci possono essere verificate con il metodo qui proposto, a condizione che i campi individuati dai calastrelli o dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre.

I correnti dell'asta composta possono essere a parete piena (Figura C4.2.7) oppure calastrellati o tralicciati a loro volta. Nel caso di correnti a pareti piena le tralicciature delle facce opposte devono corrispondersi ed essere sovrapponibili per traslazione, in caso contrario debbono essere considerati anche gli effetti torsionali sui correnti.

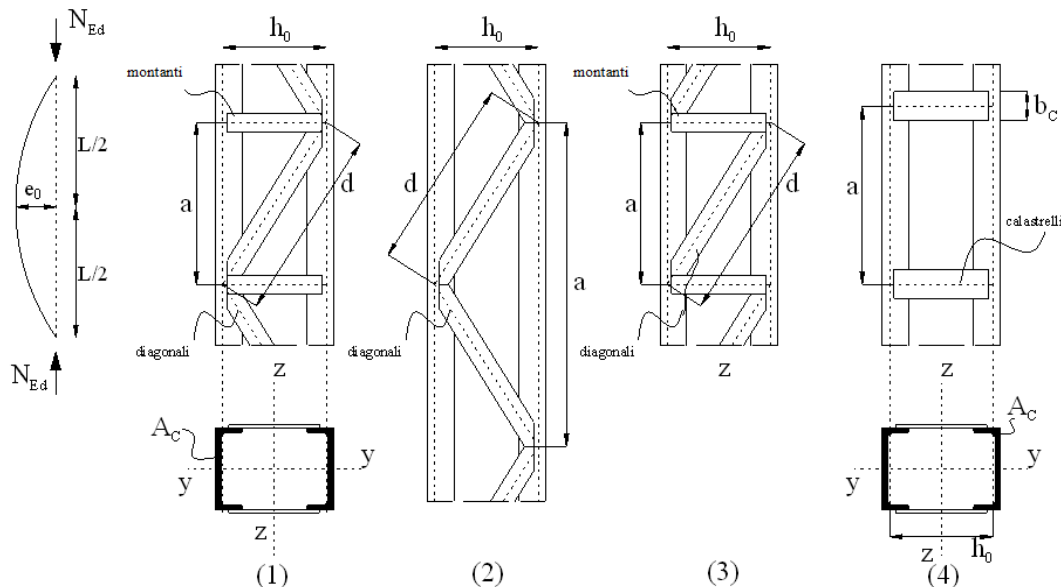


Figura C4.2.7 - Aste composte costituite da due correnti uguali

Nel seguito si fa riferimento ad aste di lunghezza L , incernierate agli estremi nel piano della calastrellatura o della tralicciatura, equiparando la deformabilità della calastrellatura o della tralicciatura alla deformabilità a taglio di un'asta a parete piena equivalente. Per condizioni di vincolo diverse la trattazione può essere convenientemente adattata.

Le imperfezioni di montaggio possono essere schematizzate considerando un difetto di rettilineità

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (\text{C4.2.21})$$

Oltre alle verifiche di stabilità dell'asta composta si devono eseguire anche le verifiche di stabilità e resistenza dei correnti e delle aste di parete, come specificato nel seguito.

Per configurazioni più complesse, non trattate nel presente documento, si può far riferimento a procedimenti di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.1.1 Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente

Per un elemento costituito da due correnti a parete piena, la forza normale di progetto nei correnti può essere ricavata da

$$N_{C,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_C}{2 \cdot J_{eff}} \quad (\text{C4.2.22})$$

dove

N_{Ed} è la forza normale di progetto dell'asta composta;

h_0 è la distanza tra i baricentri dei correnti;

A_C è l'area della sezione di ciascun corrente;

J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione dell'elemento composto;

M_{Ed} è il momento di progetto dato da

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M_{Ed}^I}{1 - N_{Ed} / N_{cr} - N_{Ed} / S_V} \quad (\text{C4.2.23})$$

in cui

$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2}$ è il carico critico euleriano dell'asta composta;

M_{Ed}^I è il valore del massimo momento flettente agente in mezzzeria dell'asta composta;

S_V è la rigidezza a taglio equivalente della tralicciatura o della calastrellatura.

C4.2.4.1.3.1.2 Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento

La verifica dei calastrelli e degli elementi di parete dei tralici nei campi estremi può essere eseguita considerando la forza di taglio nell'asta composta

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \quad (C4.2.24)$$

Per i calastrelli si devono considerare anche il momento flettente e lo sforzo di taglio dovuto al funzionamento a telaio dell'elemento.

C4.2.4.1.3.1.3 Verifiche di aste composte tralicciate

Devono essere verificati nei riguardi dei fenomeni di instabilità sia i diagonali sia i correnti. La verifica si esegue controllando che

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (C4.2.25)$$

Nel caso dei correnti, $N_{c,Ed}$ è la forza normale di progetto calcolata con la (C4.2.22), mentre $N_{b,Rd}$ è il carico critico, determinato in riferimento alla lunghezza di libera inflessione L_{ch} del corrente. Per correnti ad anima piena si può assumere $L_{ch}=a$ (v. Figura C4.2.7), per correnti tralicciati L_{ch} dipende dallo schema adottato ed è indicato in Figura C4.2.8.

La rigidezza equivalente dell'asta composta tralicciata può essere assunta uguale a

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C \quad (C4.2.26)$$

mentre la rigidezza equivalente a taglio della tralicciatura, S_V , può essere ricavata, in funzione dello schema di tralicciatura adottato, dalla Tabella C4.2.II.

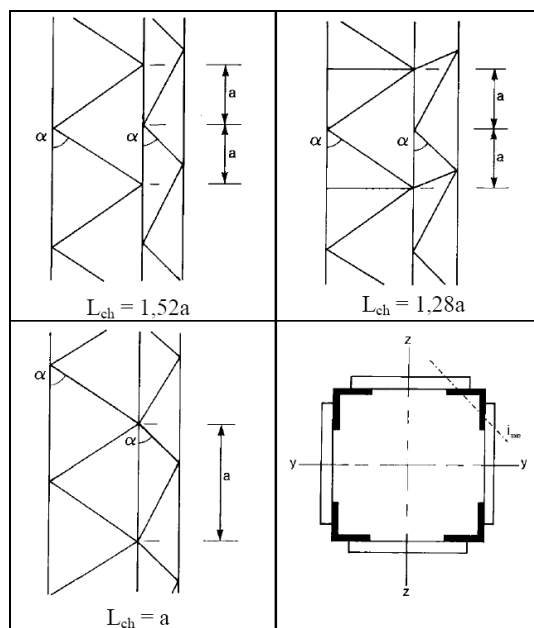


Figura C4.2.8 Lunghezza di libera inflessione dei correnti di aste tralicciate

Tabella C4.2.II Rigidezza a taglio equivalenti di aste tralicciate o calastrellate

Schema dell'asta composta (v. Figura C4.2.6)	(1)	(2)	(3)	(4)
S _V – rigidezza a taglio	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \cdot \left[1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_v \cdot d^3} \right]}$	$\frac{24EJ_C}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot J_C \cdot h_0}{n \cdot J_V \cdot a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 E J_C}{a^2}$
A _d : area dei diagonali, A _v : area dei calastrelli, J _v : momento di inerzia del calastrello, A _c : area di un corrente, n: numero di piani di tralicciatura o calastrellatura				

C4.2.4.1.3.1.4 Verifiche di aste composte calastrellate

Nelle aste composte calastrellate le verifiche dei correnti e dei calastrelli possono essere condotte in riferimento alla distribuzione di forze e sollecitazioni indicata in Figura C4.2.9.

Cautelativamente, nei correnti, lo sforzo di taglio massimo di progetto V_{Ed} può essere combinato con la forza normale massima di progetto N_{Ed}.

La rigidezza a taglio equivalente S_V della parete calastrellata è indicata in Tabella C4.2.II (schema (4)).

Il momento di inerzia effettivo della sezione composta può essere ricavato da

$$J_{\text{eff}} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot \mu \cdot J_C \quad (\text{C4.2.27})$$

dove J_C è il momento di inerzia della sezione del corrente e μ è un coefficiente di efficienza, uguale a 0 se la snellezza dell'asta composta λ è maggiore o uguale a 150, uguale a 1 se la snellezza è

minore o uguale a 75 e uguale a $(2-\lambda/75)$ se la snellezza è compresa tra 75 e 150.

La snellezza λ dell'asta è definita come :

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = L \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_c}{0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_c + 2 \cdot I_c}} \quad (C4.2.28)$$

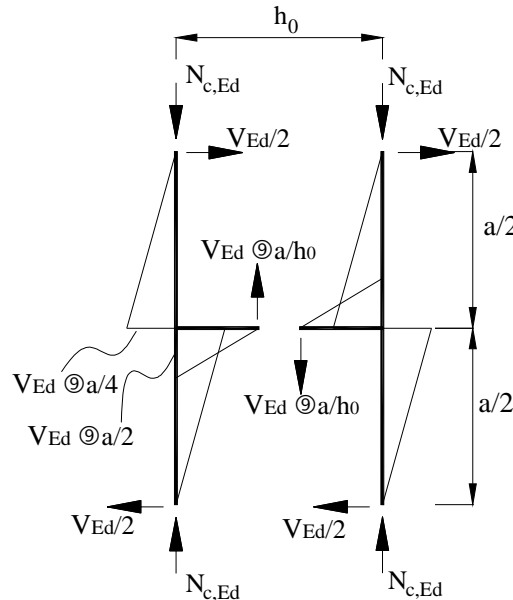


Figura C4.2.9 Schema di calcolo semplificato per un'asta calastrellata

C4.2.4.1.3.1.5 Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, vedi Figura C4.2.10, posti ad un intervallo pari alle spesse delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III. Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Figura C4.2.10, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y di Figura C4.2.10 può essere verificata considerando un raggio d'inerzia

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (C4.2.29)$$

dove i_0 è il raggio d'inerzia minimo dell'asta composta.

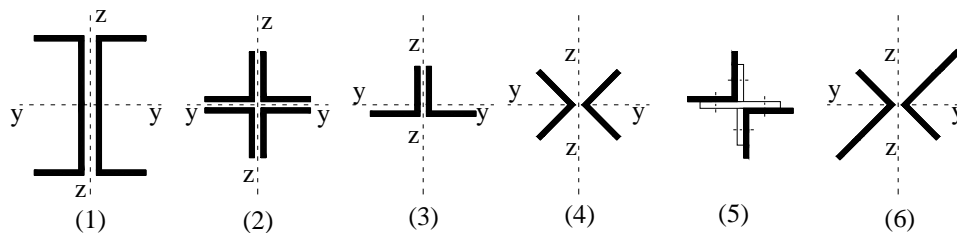


Figura C4.2.10 - Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati

Tabella C4.2.III Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti ^(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 i_{\min}
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 i_{\min}

(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{\min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

Nei casi in cui le aste non soddisfino le condizioni della Tabella C4.2.III è possibile determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta ricorrendo a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.2 Stabilità delle membrature inflesse

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$, di cui al §4.2.4.1.3.2 delle NTC, che consente di eseguire la verifica ad instabilità flessio-torsionale dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale, M_{cr} , del profilo inflesso in esame. Tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

In alternativa, per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}} \quad (C4.2.30)$$

dove L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi, EJ_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole), GJ_T è la rigidezza torsionale del profilo mentre EJ_{ω} è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A} \right)^2 \quad (\text{C4.2.31})$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B| < |M_A|$.

C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \leq 1 \quad (\text{C4.2.32})$$

dove:

χ_{\min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$ e $M_{z,eq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \quad (\text{C4.2.33})$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{\max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{\max,Ed} \quad (\text{C4.2.34})$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i

valori di estremità M_a e M_b , $|M_a| \geq |M_b|$, (Figura C4.2.11), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \quad (C4.2.35)$$



Figura C4.2.11 Trave soggetta a momenti d'estremità

In presenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$$

dove χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, definito al §4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

C4.2.4.1.3.3.2 Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned} \quad (C4.2.37)$$

dove N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z , A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Per sezioni di classe 4 le (C4.2.26) si modificano nelle

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} &\leq 1 \\ \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} &\leq 1 \end{aligned} \quad (C4.2.38)$$

dove A_{eff} è l'area efficace della sezione, W_y e W_z i moduli resistenti efficaci e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ i momenti della forza normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace,

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,z} \cdot N_{Ed} \quad \text{e} \quad \Delta M_{z,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \quad (\text{C4.2.39})$$

dove $e_{N,y}$ e $e_{N,z}$ sono le distanze del baricentro della sezione efficace dal baricentro della sezione lorda, lungo gli assi y e z rispettivamente.

Nelle (C4.2.38) e (C4.2.39) χ_y , χ_z sono i coefficienti di riduzione per l'instabilità a compressione e χ_{LT} è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dati nel §4.2.4.1.3.1 delle NTC.

I coefficienti di interazione k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono dati nella Tabella C4.2.IV, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione, e nella Tabella C4.2.V per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati in dette tabelle dipendono dai coefficienti α_{my} , α_{mz} per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z , rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT} , per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in Tabella C4.2.VI.

Tabella C4.2.IV - Coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi con modesta deformabilità torsionale

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed} \neq 0$, $k_{zy} = 0$ ($M_{z,Ed} = 0$).			

Tabella C4.2.V - Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente

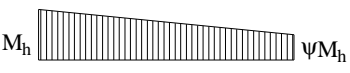
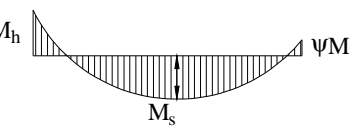
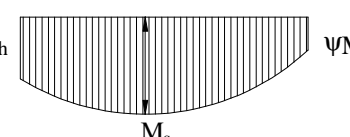
k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per la valutazione dei coefficienti α_{my} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo z e per la valutazione dei coefficienti α_{my} e α_{mLT} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo y.

Per elementi con modo instabile per traslazione dei piani, per i coefficienti α_{my} e α_{mz} si deve assumere $\alpha_{my}=0,9$ o $\alpha_{mz}=0,9$, rispettivamente.

Per il calcolo dei coefficienti d'interazione si possono adottare metodi alternativi, adeguatamente comprovati.

Tabella C4.2.VI Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata.

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti α_{my} , α_{mz} , α_{mLT}	
			Carico uniforme	Carico concentrato
 ψM_h	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 M_s $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 M_s $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

C4.2.4.1.3.3 Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flesso-torsionale

Se elementi strutturali o parti di struttura non sono conformi ai requisiti imposti per l'applicazione dei metodi di verifica semplificati esposti nel §4.2.4.1.3 delle NTC e nei §§C4.2.4.1.3.1÷

C4.2.4.1.3.3, è necessario eseguire delle analisi più accurate per determinare i valori della resistenza nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio dovute a sollecitazioni di compressione, flessione o combinate. In particolare, è necessario conoscere i moltiplicatori dei carichi applicati all'elemento strutturale che ingenerano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, calcolando, per l'elemento strutturale o la struttura o parte di essa:

$\alpha_{ult,k}$ – moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;

$\alpha_{cr,op}$ – il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità laterale o torsionale.

Da tali moltiplicatori è possibile ricavare la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (C4.2.40)$$

dalla quale si ottiene il fattore di riduzione della resistenza del sistema

$$\chi_{op} = \min \left\{ \chi(\bar{\lambda}_{op}); \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{op}) \right\} \quad (C4.2.41)$$

Tali moltiplicatori dei carichi di progetto, sono ricavati all'interno del §4.2.4.1.3 delle NTC con formule semplificate valide solo per particolari casi di sollecitazione e per le geometrie delle sezioni più comuni e doppiamente simmetriche. Il calcolo, invece, di tali coefficienti tramite modelli numerici più complessi consente la loro definizione per geometrie e condizioni di carico qualunque, purché convalidato tramite attendibili riscontri sperimentali. Ovviamente tale metodo di analisi è fortemente raccomandato nel caso di strutture speciali e/o caratterizzate da conformazioni strutturali particolarmente complesse, per le quali sia giustificato il riscontro sperimentale.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità al di fuori del piano per l'elemento strutturale generico (non prismatico, con condizioni al contorno particolari, ecc.) o per la struttura è imposta con la formula seguente

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (C4.2.42)$$

C4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio (verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento EN1993-2 e § 4.6 del documento EN1993-1-5. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento EN1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti.

C4.2.4.1.3.4.1 Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad (\text{C4.2.43})$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad (\text{C4.2.44})$$

per pannelli irrigiditi, dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, η è uguale a 1,20, k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y [\text{MPa}]} \quad (\text{C4.2.45})$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (\text{C4.2.46})$$

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tabella C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidità dell'irrigiditore sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (\text{C4.2.47})$$

e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right] \quad (C4.2.48)$$

in cui b_f è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ da ciascun lato dell'irrigiditore, t_f lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e $M_{f,red}$ è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci, A_{fi} e A_{fs} rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforzo normale di progetto N_{Ed} ,

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs}) \cdot f_{yf}} \right) \quad (C4.2.49)$$

Il coefficiente χ_w (vedi Tabella C4.2.VII) dipende dalla rigidezza del montante d'appoggio: un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale $e > 0,1 \cdot h_w$, e tali che l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a $4 \cdot h_w \cdot t^2 / e$ può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.

Tabella C4.2.VII Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente χ_w per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	η	η
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il parametro di snellezza λ_w è dato dalla formula

$$\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (C4.2.50)$$

dove $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$ è la tensione tangenziale critica e σ_E è la tensione critica euleriana, che per un piatto di altezza h_w e spessore t è data da

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2) \cdot h_w} = 190000 \left(\frac{t}{h_w} \right)^2 \text{ [MPa]}$$

In assenza di irrigiditori longitudinali, il parametro k_τ , coefficiente per l'instabilità a taglio, è dato da

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 & \text{se } a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 & \text{se } a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.51})$$

dove a è la lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} soddisfa le relazioni seguenti

$$\begin{aligned} I_{st} &\geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 & \text{se } a/h_w < \sqrt{2} \\ I_{st} &\geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 & \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \end{aligned} \quad (\text{C4.2.52})$$

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}} \quad (\text{C4.2.53})$$

essendo V_{Ed} è il taglio di calcolo a distanza $0,5 \cdot h_w$ dal bordo del pannello più sollecitato.

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali:

se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w \geq 3$ il coefficiente k_τ è dato da

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} & \text{quando } \alpha = a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} & \text{quando } \alpha = a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.54})$$

in cui

$$k_{tl} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}; \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad (\text{C4.2.55})$$

essendo I_{sl} la somma dei momenti d'inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ da ciascun lato dell'irrigiditore (Figura C4.2.12);

se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e $\alpha = a/hw < 3$, il coefficiente k_τ è

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (C4.2.56)$$

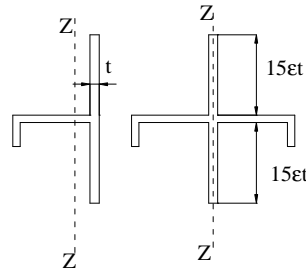


Figura C4.2.12 – Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$, dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se } \lambda_p > 0,673 \quad (C4.2.57)$$

dove $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo σ_1 la tensione di compressione massima in valore assoluto.

Nel caso di pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{se } \lambda_p > 0,748 \quad (C4.2.58)$$

Nelle espressioni (C4.2.57) e (C4.2.58), la snellezza relativa del pannello λ_p è

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (C4.2.59)$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ , dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella Tabella C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella Tabella C4.2.IX per i pannelli con un solo bordo longitudinale irrigidito, e \bar{b} è la larghezza del pannello. \bar{b} è uguale a h_w per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza b della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a $b-3t_f$ per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore t_f ed è uguale alla lunghezza c dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un solo lato.

Tabella C4.2.VIII Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi

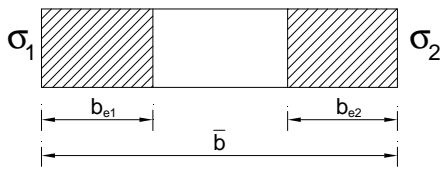
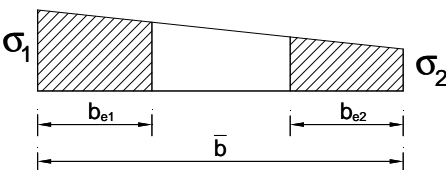
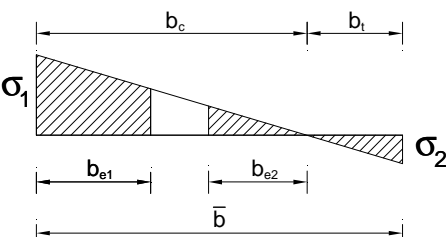
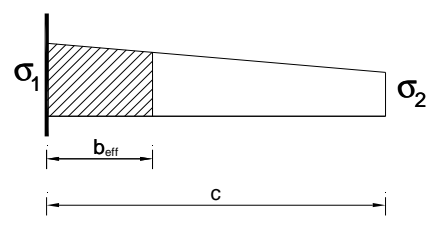
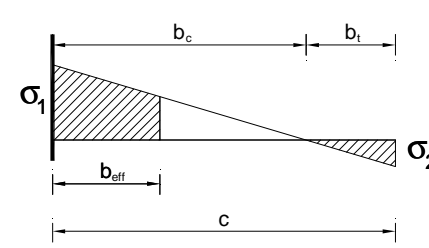
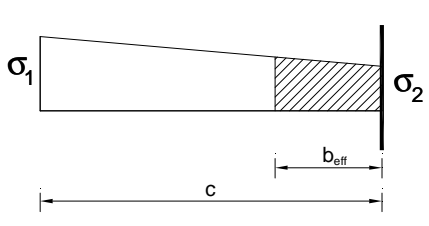
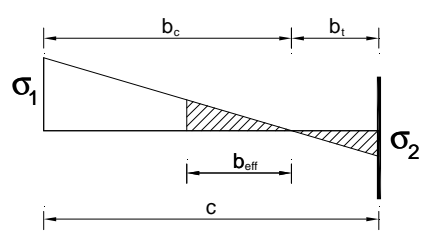
Distribuzione delle tensioni				Larghezza efficace del pannello		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

Tabella C4.2.IX Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{\text{eff}} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 , per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

La sezione efficace del pannello è definita da area, A_{eff} , modulo resistente, W_{eff} , e momento di inerzia, J_{eff} , che tengono conto anche degli effetti da trascinamento da taglio. Poiché la

caratteristiche della sollecitazione sono calcolate, in genere, rispetto alle linee d'asse baricentriche dei profili, in fase di verifica il baricentro della sezione efficace potrebbe risultare non più coincidente con il baricentro della sezione lorda, determinando un'eccentricità addizionale e_N , che deve essere considerata nel calcolo, aggiungendo al momento flettente di calcolo M_{Ed} il momento flettente addizionale $N_{Ed} \cdot e_N$ prodotto dalla sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed} .

In tal modo la verifica nei riguardi della stabilità è condotta utilizzando la formula

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + (N_{Ed} \cdot e_N)}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \quad (C4.2.60)$$

Nel caso in cui l'elemento sia soggetto a compressione e a flessione biassiale, l'equazione di verifica dei pannelli è

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (C4.2.61)$$

dove $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti flettenti di calcolo rispetto agli assi y e z della sezione, mentre $e_{y,N}$ ed $e_{z,N}$ sono le eccentricità degli assi neutri e $W_{y,eff}$, $W_{z,eff}$ e A_{eff} sono i moduli resistenti e l'area della sezione efficace, rispettivamente.

In alternativa a quanto detto sopra e in via semplificata, l'area efficace A_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a compressione semplice e il modulo resistente efficace W_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a flessione pura.

Nel calcolo si deve tener conto anche degli effetti dovuti al trascinarsi da taglio, considerando una larghezza collaborante determinata in accordo con il §C4.2.4.1.3.4.3.

C4.2.4.1.3.4.3 Larghezza collaborante

Gli effetti di trascinarsi da taglio possono essere trascurati se risulta $b_0 < 0,02 \cdot L_e$, dove $b_0 = 0,5 \cdot b$ per le piattabande interne, essendo b l'interasse delle anime, e $b_0 = c$ per le parti a sbalzo, essendo c la luce dello sbalzo, mentre L_e , luce equivalente, è la distanza tra due punti di nullo consecutivi del diagramma dei momenti.

Quando il trascinarsi da taglio avviene in campo elastico la larghezza collaborante può essere valutata come

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 \quad (C4.2.62)$$

essendo β il fattore riduttivo dato nella Tabella C4.2.X in funzione di $\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e$.

Tabella C4.2.X Fattori riduttivi β per la larghezza collaborante

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Sezioni da verificare	Valori di β
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa} \right) + 1,6 \cdot \kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \cdot \kappa}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{8,6 \cdot \kappa}$
κ qualsiasi	Appoggi di estremità	$\beta = \left(0,55 + \frac{0,025}{\kappa} \right) \beta_1 \leq \beta_1$
κ qualsiasi	Sbalzi	$\beta = \beta_2$ sugli appoggi, $\beta_0 = 1,0$ all'estremità

Detta A_{sl} l'area di tutti gli irrigiditori longitudinali compresi nella larghezza b_0 , il coefficiente α_0 è

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \quad (C4.2.63)$$

Nel caso di travi continue in cui le luci di due campate adiacenti non differiscono di più del 50% e gli eventuali sbalzi hanno luce non superiore al 50% della campata adiacente, le luci equivalenti L_e ed i coefficienti β possono essere calcolati come indicato in Figura C4.2.13.

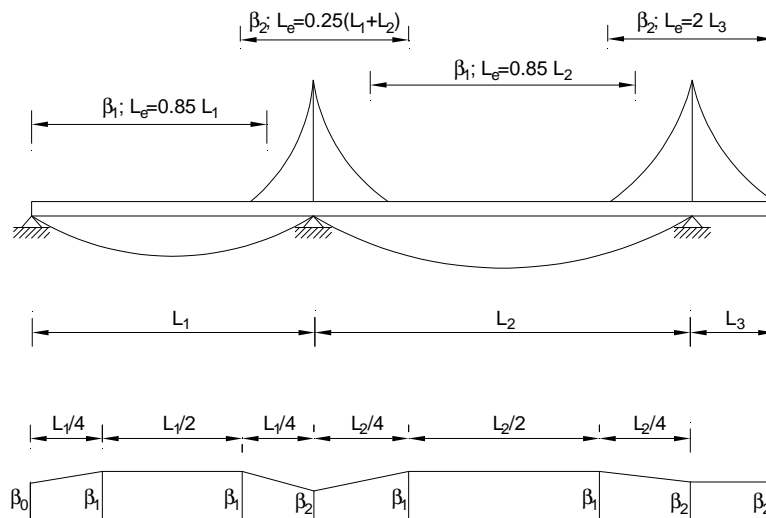


Figura C4.2.13 – Luci equivalenti L_e e coefficienti riduttivi β per travi continue

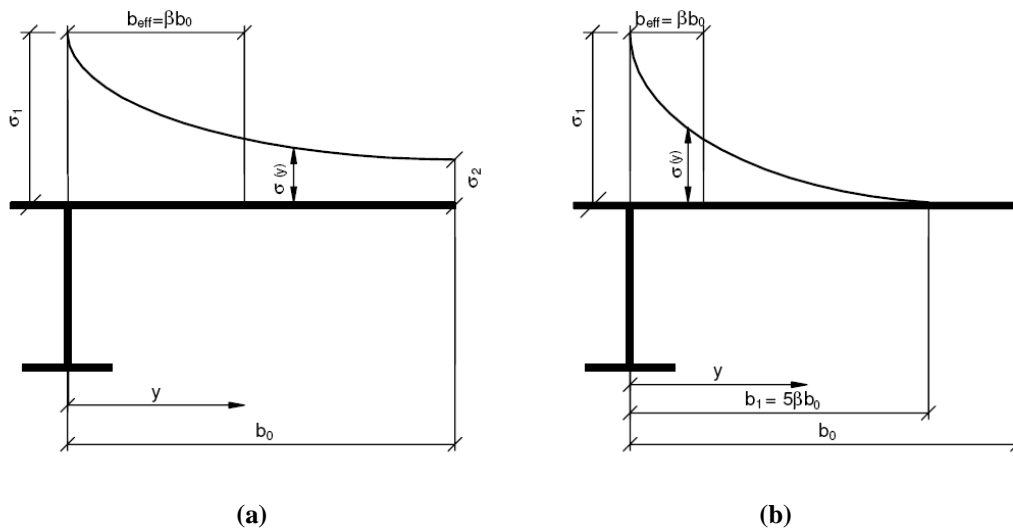


Figura C4.2.14 – Distribuzione delle tensioni normali dovute al trascinamento da taglio

La distribuzione delle tensioni normali nella piattabanda, considerando l'effetto del trascinamento da taglio, è riportata in fig. C4.2.14., con l'andamento delle tensioni nei due casi (a) e (b) descritto rispettivamente da

$$(a) \quad \beta > 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 1,25 (\beta - 0,20) \sigma_1 \\ \sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \left(1 - \frac{y}{b_0}\right)^4 \end{array} \right. ; (b) \quad \beta \leq 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 0 \\ \sigma(y) = \sigma_1 \left(1 - \frac{y}{b_1}\right)^4 \end{array} \right. \quad (C4.2.64)$$

Allo stato limite ultimo, gli effetti di trascinamento da taglio delle piattabande compresse possono essere determinati considerando un'area efficace A_{eff} data da

$$A_{eff} = \beta^\kappa \cdot A_{c,eff} \geq \beta \cdot A_{c,eff} \quad (C4.2.65)$$

in cui β e κ sono ricavati dalla Tabella C.4.2.X e $A_{c,eff}$ è l'area efficace della piattabanda compressa, che tiene conto dell'instabilità ed è definita al §C4.2.4.1.3.4.4.

L'espressione (C4.2.65) è valida anche per le piattabande tese, purché si sostituisca $A_{c,eff}$ con l'area lorda della piattabanda tesa.

C4.2.4.1.3.4.4 Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t, \quad (C4.2.66)$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$, vincolati a lastre adiacenti (Figura C4.2.15)

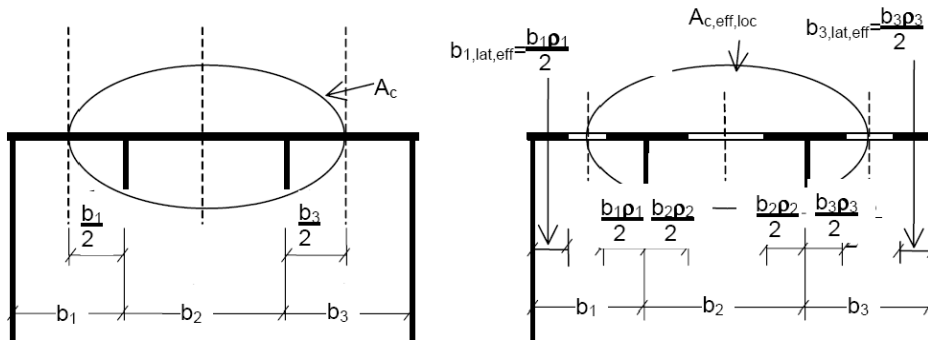


Figura C4.2.15 Lastra irrigidita uniformemente compressa

L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{lat,eff} t \quad (C4.2.67)$$

Nel caso di lastre irrigidite pressoinflesse si può far riferimento alla figura C4.2.16. In detta figura b_i e b_{i+1} rappresentano le larghezze di lamiera collaboranti con l'irrigiditore, che possono essere ricavate, sempre in riferimento alla Figura C4.2.16, dalla Tabella C4.2.XI.

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come

$$\rho_c = \xi(\rho - \chi_c)(2 - \xi) + \chi_c \quad (C4.2.68)$$

dove χ_c è il coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna, ρ il coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra e

$$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1 \quad (C4.2.69)$$

essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche euloriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, rispettivamente.

C4.2.4.1.3.4.5 Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euloriana $\sigma_{cr,c}$ è data da

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad (C4.2.70)$$

se non irrigidito, e da

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,l}} \quad (C4.2.71)$$

se irrigidito, essendo b_c e $b_{sl,l}$, rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione (Figura C4.2.16).

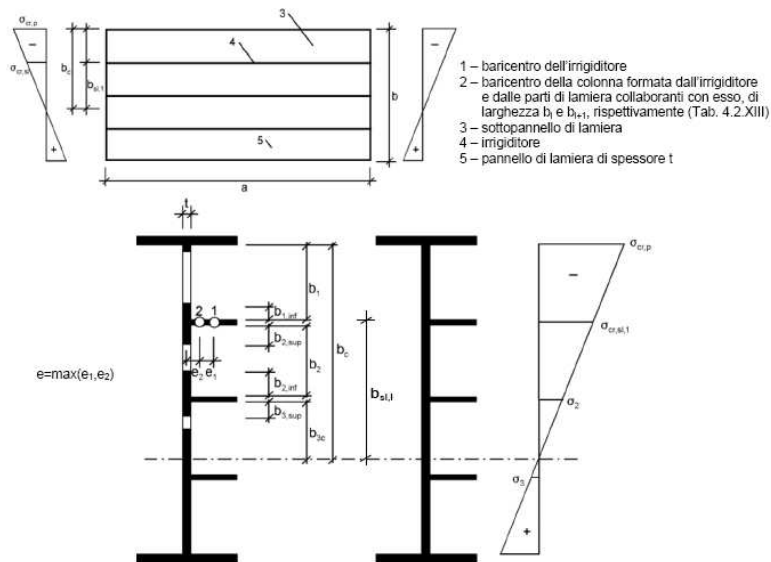


Figura C4.2.16 Lastra irrigidita pressoinflessa

Tabella C4.2.XI Calcolo della larghezza di lamiera collaborante in riferimento alla Figura C4.2.16

	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Nella (C4.2.71) $\sigma_{cr,sl}$ rappresenta la tensione critica eleuriana dell'irrigiditore maggiormente compresso

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} \quad (C4.2.72)$$

essendo $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti, determinate come indicato in Figura C4.2.16.

La snellezza relativa λ_c è definita da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (C4.2.73)$$

per i pannelli non irrigiditi e da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} f_y}{A_{sl,1}}} \quad (C4.2.74)$$

per i pannelli irrigiditi, essendo $A_{sl,1,eff}$ l'area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto applicando la formula (4.2.45) del §4.2.4.1.3.1 delle NTC e considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α .

Per pannelli irrigiditi si può assumere

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i} \quad (C4.2.75)$$

dove $\alpha=0,34$ (curva b della Tabella 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione chiusa e $\alpha=0,49$ (curva c della Tabella 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione aperta. Nella (C4.2.75) $e=\max(e_1,e_2)$, dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore (vedi Figura C4.2.16), e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} \quad (C4.2.76)$$

Per pannelli non irrigiditi si può porre $\alpha_e=\alpha=0,21$ (curva a della Tabella 4.2.VI delle NTC).

C4.2.4.1.3.4.6 Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$, è data da

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (C4.2.77)$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita (v. Figura C4.2.16) e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad (C4.2.78.a)$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma} \quad (C4.2.78.b)$$

in cui

- $\alpha_1 = \frac{a}{b} \geq 0,5$;
- ψ è il rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;
- γ è il rapporto tra il momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita, I_{sl} , e il momento d'inerzia della lamiera:

$$\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{b \cdot t^3} \quad (C4.2.79)$$

- δ è il rapporto tra l'area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera

$$\delta = \frac{\Sigma A_{sl}}{b \cdot t} \quad (C4.2.80)$$

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Piastra con un solo irrigiditore longitudinale

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isoalto vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica eleuriana può essere calcolata come

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c \quad (C4.2.81.a)$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c \quad (C4.2.81.b)$$

dove $A_{sl,1}$ è l'area lorda dell'irrigiditore, ottenuta come indicato in Figura C4.2.16 e in Tabella C4.2.XI, $I_{sl,1}$ è il momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore, b_1 e b_2 sono le distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$, e a_c è uguale a

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} \quad (C4.2.82)$$

Piastra con due irrigiditori longitudinali

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in Figura C4.2.17.

Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq}=A_{sl,1}+A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq}=I_{sl,1}+I_{sl,2}$, disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

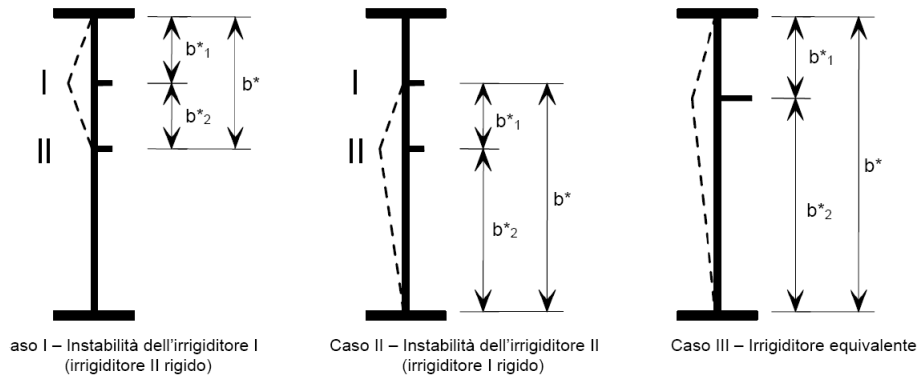


Figura C4.2.17 Lastra irrigidita con due irrigiditori nella parte compressa

Mediante le formule (C4.2.81), ponendo $b_1=b^*_1$, $b_2=b^*_2$, $b=b^*$, si calcolano le tensioni critiche euleriane, $\sigma_{cr,pI}$, $\sigma_{cr,pII}$ e $\sigma_{cr,pIII}$, relative ai tre casi indicati in Figura C4.2.17.

La tensione critica del pannello $\sigma_{cr,p}$ è quella minima tra le tre sopra determinate

$$\sigma_{cr,p} = \min(\sigma_{cr,pI}, \sigma_{cr,pII}, \sigma_{cr,pIII}) \quad (C4.2.83)$$

C4.2.4.1.3.4.7 Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali

Gli irrigiditori trasversali devono garantire un adeguato vincolo alla lamiera, sia in assenza, sia in presenza di nervature longitudinali.

Gli irrigiditori trasversali possono essere considerati come elementi semplicemente appoggiati soggetti ai carichi laterali e ad un difetto di rettilineità di forma sinusoidale di ampiezza

$$w_0 = \frac{\min(a_1; a_2; b)}{300} \quad (C4.2.84)$$

in cui a_1 e a_2 sono le lunghezze dei due pannelli adiacenti all'irrigiditore considerato e b è la luce dell'irrigiditore (Figura C4.2.18). Nel calcolo, gli altri irrigiditori si considerano rigidi e rettilinei, come rappresentato in Figura C4.2.18.

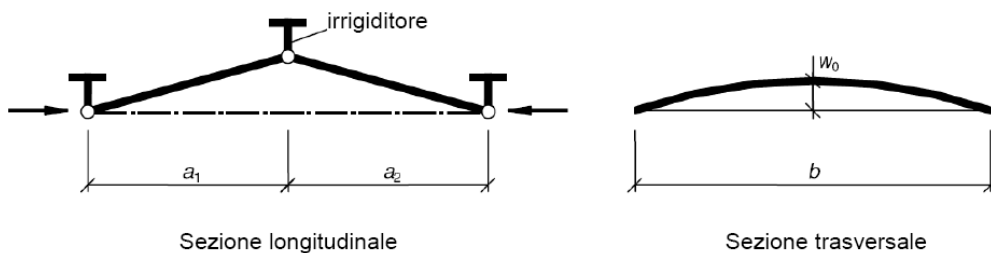


Figura C4.2.18 Schema di calcolo per gli irrigiditori trasversali

Con le ipotesi sopra dette, si deve verificare, mediante un'analisi elastica del second'ordine che la tensione massima nell'irrigiditore risulti minore di f_y/γ_{M1} e che l'incremento massimo di freccia dell'irrigiditore risulti minore di $b/300$.

Nel caso che gli irrigiditori longitudinali siano soggetti a forze trasversali, occorre far riferimento a metodologie di calcolo e a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.4.8 Verifiche semplificate

Le verifiche possono essere semplificate controllando che, in assenza di sforzo normale, il momento d'inerzia dell'irrigiditore I_{st} soddisfi la disuguaglianza

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \left(1 + 300 \frac{w_0}{b} \cdot u\right) \quad (C4.2.85)$$

dove

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b}\right) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \quad (C4.2.86)$$

$$u = \frac{\pi^2 E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{300 \cdot b \cdot f_y} \quad (C4.2.87)$$

essendo e_{max} la massima distanza tra i lembi dell'irrigiditore e il suo baricentro, N_{Ed} la massima forza di compressione nei pannelli adiacenti all'irrigiditore e $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, definite ai §§C4.2.4.1.3.4.5 e C4.2.4.1.3.4.6. N_{Ed} deve comunque soddisfare la relazione

$$N_d \geq N_d^* = 0,5 \cdot \sigma_{max} \cdot A_{c,eff} \quad (C4.2.88)$$

in cui $A_{c,eff}$ è l'area compressa effettiva del pannello nervato e σ_{max} la massima tensione di compressione nel pannello nervato stesso.

Qualora l'irrigidimento sia anche soggetto a forza normale di compressione N_{st} , questa deve essere incrementata ai fini della presente verifica semplificata di

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2} \quad (C4.2.89)$$

In alternativa al metodo appena descritto, in assenza di forza normale, la verifica semplificata può essere effettuata mediante un'analisi elastica lineare, considerando un carico fittizio addizionale uniformemente distribuito sulla lunghezza b

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{el}) \quad (C4.2.90)$$

dove w_0 è l'imperfezione (C4.2.84) e w_{el} la deformazione elastica, che può essere determinata per iterazione, o assunta cautelativamente uguale a $b/300$.

Nel caso di irrigiditori aperti, si deve inoltre effettuare la verifica di stabilità torsionale.

In assenza di analisi più rigorose, la verifica può considerarsi soddisfatta se

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} \quad (C4.2.91)$$

in cui I_T è il momento d'inerzia torsionale del solo irrigiditore e I_p è il momento d'inerzia polare del solo irrigiditore, rispetto all'attacco con la lamiera.

Qualora si consideri la rigidità torsionale da ingobbamento impedito, la verifica di stabilità torsionale può essere effettuata controllando, in alternativa alla (C4.2.91), che risulti soddisfatta la disuguaglianza

$$\sigma_{cr} \geq 6 \cdot f_y \quad (C4.2.92)$$

dove σ_{cr} è la tensione critica euleriana per l'instabilità torsionale dell'irrigiditore considerato incernierato alla lamiera.

C4.2.4.1.3.4.9 Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali

Gli irrigiditori longitudinali dovrebbero essere vincolati ad entrambe le estremità ad irrigiditori trasversali. Irrigiditori longitudinali che non soddisfano questo requisito possono essere impiegati solo per le anime, e non per le piattabande, e non possono essere considerati nell'analisi globale né nel calcolo delle tensioni; possono essere, invece, messi in conto per la determinazione delle tensioni critiche euleriane e per il calcolo delle larghezze efficaci dei sottopannelli d'anima.

Per le verifiche di stabilità torsionale degli irrigiditori longitudinali si possono adottare le stesse formule fornite al §C4.2.4.1.3.4.7 per gli irrigiditori trasversali.

C4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale.

C4.2.4.1.4.1 Spettri di carico

La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto spettro di carico, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione. Quando lo spettro di carico effettivo è complesso al punto da non poter essere impiegato direttamente nelle verifiche, esso può essere sostituito da spettri convenzionali, in grado di riprodurre il danneggiamento a fatica e/o il livello massimo di escursione delle tensioni $\Delta\sigma_{\max}$ prodotti dallo spettro effettivo.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrature che sostengono macchine vibranti o dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi.

Gli spettri di carico da impiegare nelle verifiche possono essere determinati mediante studi specifici o anche dedotti da normative di comprovata validità. Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel §5.1.4.3 delle NTC.

Nella verifica dei dettagli strutturali metallici, caratterizzati dalla presenza di limite di fatica ad ampiezza costante, spesso è necessario considerare spettri di carico convenzionali differenziati, a seconda che si tratti di verifiche a fatica a vita illimitata o di verifiche a danneggiamento.

C4.2.4.1.4.2 Spettri di tensione e metodi di conteggio

Gli spettri di tensione debbono essere ricavati analizzando gli oscillogrammi di tensione $\sigma(t)$, indotti nel dettaglio considerato dalle azioni dello spettro di carico assegnato, con opportuni metodi di identificazione e di conteggio. Per le strutture civili si possono impiegare, in alternativa, il metodo del serbatoio (*reservoir method*) o il metodo del flusso di pioggia (*rainflow method*). Per singole strutture, ad esempio strutture offshore ecc., anche in considerazione della particolare tipologia dello spettro di carico cui sono soggette, si può far ricorso a metodi di conteggio alternativi, previa adeguata giustificazione.

Nel metodo del serbatoio (Figura C4.2.19) si ipotizza che l'oscillogramma delle tensioni rappresenti il profilo di fondo di un serbatoio pieno di liquido, i cui paramenti esterni sono costituiti dal tratto convergente verso il massimo assoluto e da un tratto corrispondente, reale o fittizio, posto al

termine del diagramma stesso.

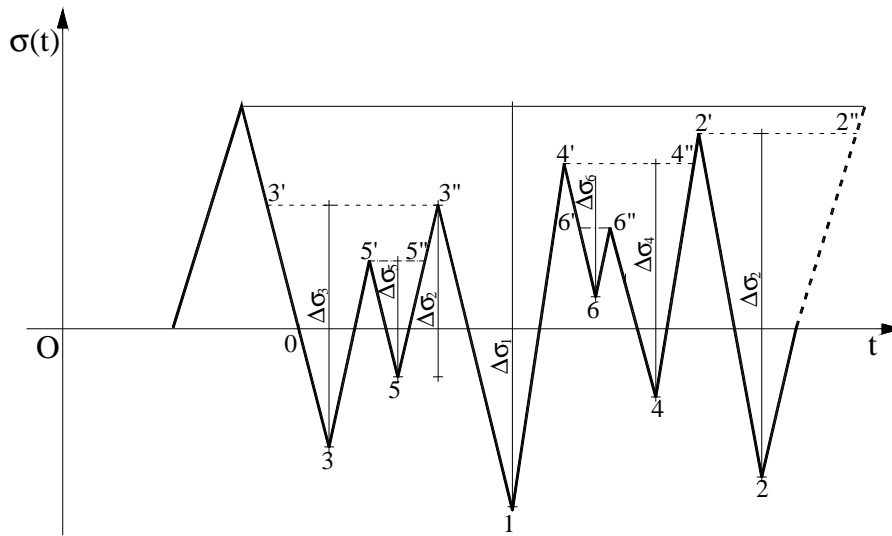


Figura C4.2.19 Metodo del serbatoio

In riferimento alla Figura C4.2.19, si immagina di svuotare il serbatoio a partire dal minimo assoluto, punto 1 di figura, al vuoto che si forma corrisponde il primo ciclo ed alla differenza di quota tra 1 ed il pelo libero originario il delta di tensione relativo; al termine di questa operazione si formano altri bacini, semplici (2'22'') o multipli (3'35'53'') e (4'66''44''). L'operazione si ripete procedendo a svuotare in successione dagli altri punti di minimo relativo, ordinati in senso crescente, $\sigma_i < \sigma_{i+1}$, fino a svuotare l'intero serbatoio; ad ogni operazione di svuotamento corrisponde un ciclo, il cui delta di tensione è pari all'altezza di liquido svuotata.

Il metodo del flusso di pioggia, meno intuitivo ed abbastanza complesso dal punto di vista operativo, individua i cicli mediante il flusso di una goccia d'acqua che scorre sulla traiettoria, immaginato verticale l'asse dei tempi (Figura C4.2.20). Si procede alternativamente da un massimo locale e da un minimo locale, curando che i massimi siano ordinati in senso decrescente e i minimi in senso crescente. Ogni volta che la goccia si distacca dalla traiettoria e cade o incontra un tratto già bagnato viene inizializzato un nuovo semiciclo, in modo che ciascun tratto dell'oscillogramma venga percorso una sola volta. I semicicli di uguale ampiezza vengono poi accoppiati sì da individuare i cicli.

Con riferimento alla Figura C4.2.20 e dopo aver spostato il tratto 0-1 alla fine dell'oscillogramma:

- la prima goccia viene rilasciata dal punto 1, che rappresenta il massimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 1-2-2'-6 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_6$;

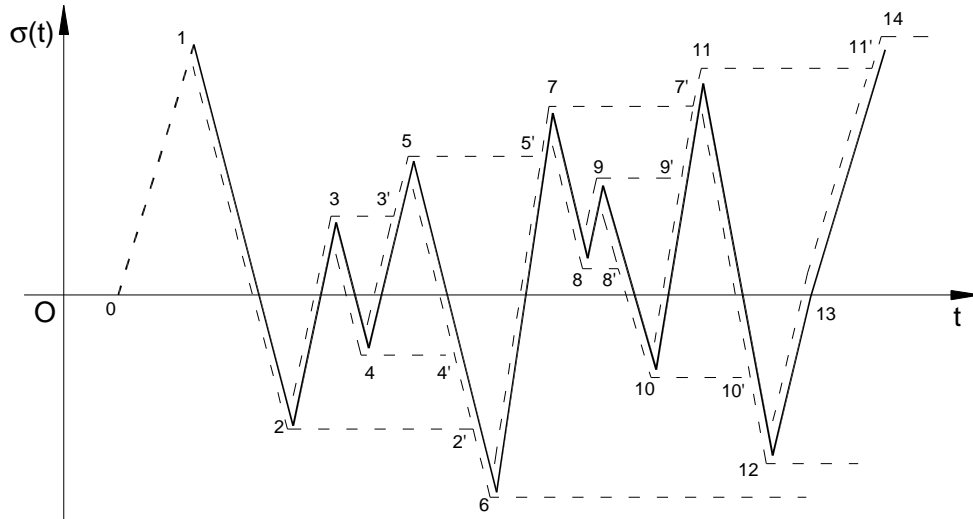


Figura C4.2.20 Metodo del flusso di pioggia

- la seconda goccia viene rilasciata dal punto 6, che rappresenta il minimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 5-7-7'-11-11'-14 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_{14} - \sigma_6$ ($\sigma_{14} = \sigma_1$);
- la terza goccia viene rilasciata dal punto 11, che rappresenta il secondo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 11-12 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$;
- la quarta goccia viene rilasciata dal punto 12, che rappresenta il secondo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 12-11', incontra il tratto 11'-14, che è già bagnato, e si arresta individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$ ($\sigma_{11} = \sigma_{11'}$);
- la quinta goccia viene rilasciata dal punto 7, che rappresenta il terzo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 7-8-8'-10-10' e si arresta perché incontra il tratto 10'-12, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_3 = \sigma_7 - \sigma_{10}$ ($\sigma_{10} = \sigma_{10'}$);
- la sesta goccia viene rilasciata dal punto 2, che rappresenta il terzo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 2-3-3'-5-5' e si arresta perché incontra il tratto 5'-7, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_4 = \sigma_5 - \sigma_2$;
- si ripete quindi il procedimento finché tutto l'oscillogramma non è bagnato.

Rispetto al metodo del serbatoio, il metodo del flusso di pioggia ha il vantaggio di poter essere più facilmente implementato su calcolatore.

Nelle verifiche si impiegheranno i delta di tensione di calcolo $\Delta\sigma_{i,d}$, ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro $\Delta\sigma_i$ per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{MF} ,

definito nel seguito,

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i \quad (C4.2.93)$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe $\Delta\sigma_C$, anch'essa definita nel seguito.

C4.2.4.1.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mf}

Il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} è dato da

$$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_m \quad (C4.2.94)$$

ove γ_f è il coefficiente parziale relativo alle azioni di fatica e γ_m il coefficiente parziale relativo alla resistenza, che copre le incertezze nella valutazione dei carichi e delle tensioni e la possibile presenza di difetti nei particolari in esame.

Il coefficiente γ_{Mf} dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura. A questo scopo, le strutture possono essere distinte, a seconda della loro sensibilità alla crisi per fatica, in *strutture poco sensibili* (damage tolerant) e in *strutture sensibili* (safe life).

Si dice *poco sensibile* (damage tolerant) una struttura nella quale il mantenimento del richiesto livello di affidabilità nei riguardi dello stato limite di fatica può essere garantito attraverso un appropriato programma di ispezione, controllo, monitoraggio e riparazione delle lesioni di fatica, esteso alla vita di progetto della struttura. Una struttura può essere classificata come *poco sensibile* se, in presenza di lesioni per fatica, si verificano le seguenti condizioni:

- i dettagli costruttivi, i materiali impiegati e i livelli di tensione garantiscono bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica delle lesioni;
- le disposizioni costruttive permettono la redistribuzione degli sforzi;
- i dettagli sono facilmente ispezionabili e riparabili;
- i dettagli sono concepiti in modo da arrestare la propagazione delle lesioni;
- esiste un programma di ispezione e manutenzione, esteso a tutta la vita dell'opera, inteso a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

In caso contrario, la struttura si dice *sensibile*. Poiché l'ispezione, il monitoraggio e le riparazioni di una struttura *sensibile* non sono agevoli, essa deve essere progettata in fatica adottando dettagli costruttivi e livelli di tensione tali da garantire il grado di affidabilità richiesto per le altre verifiche

allo stato limite ultimo per tutta la vita utile della costruzione, anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione. Questo approccio progettuale è detto anche *safe life*.

I valori dei coefficienti γ_{Mf} da adottare nelle verifiche delle strutture *sensibili* e *poco sensibili* sono riportati in Tabella C4.2.XII, in funzione delle conseguenze dell'eventuale rottura per fatica.

Tabella C4.2.XII – Coefficienti parziali γ_{Mf} per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

C4.2.4.1.4.4 Curve S-N

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2 \cdot 10^6$ cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_C$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N=5 \cdot 10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\sigma_L$, che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N=10^8$ cicli.

L'equazione della curva S-N è

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \Delta\sigma_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} && \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6 \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_D \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} && \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8, \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_L && \text{per } N > 10^8 \end{aligned} \quad (C4.2.95)$$

dove $m=3$, cosicché risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C. \quad (C4.2.96)$$

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in Figura C4.2.21.

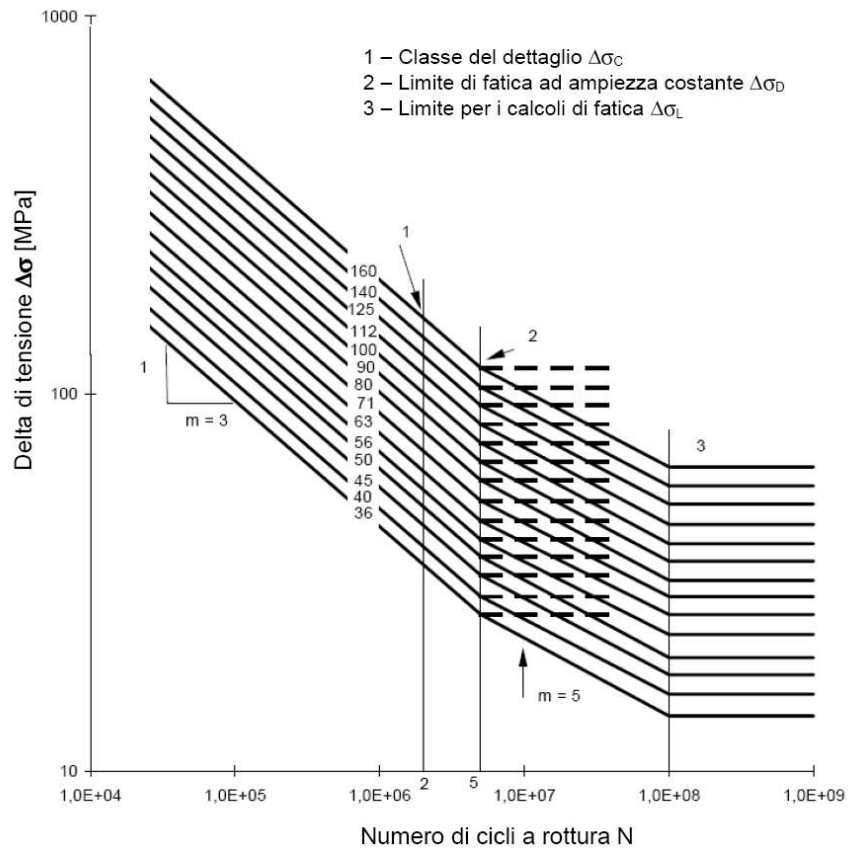


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

Le classi di resistenza a fatica per tensioni normali relative a i dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XIII.a, C4.2.XIII.d, C4.2.XIV, C4.2.XV, C4.2.XVI e C4.2.XVII.a, mentre in Tabella C4.2.XVIII sono riportate le classi dei dettagli tipici dei carriponti. Nelle tabelle le classi relative ad alcuni dettagli sono contrassegnate con un asterisco: per questi dettagli è possibile adottare una classificazione superiore di una classe, se si assume come resistenza a fatica ad ampiezza costante quella corrispondente a 10^7 cicli (vedi Figura C4.2.22).

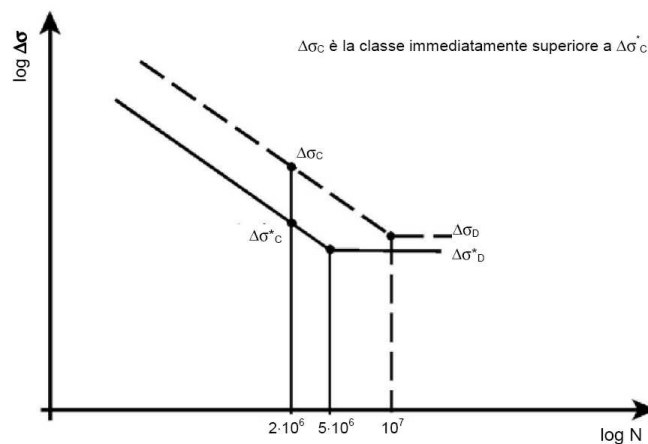


Figura C4.2.22 – Classificazione alternativa $\Delta\sigma_c$ per dettagli classificati come $\Delta\sigma^*_c$

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in Figura C4.2.23.

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\tau_C$, dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\tau_L$, corrispondente a $N=10^8$ cicli. L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\tau = \Delta\tau_C \left(\frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 10^8, \quad (C4.2.97)$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove $m=5$, cosicché risulta

$$\Delta\tau_L = 0,457\Delta\tau_C. \quad (C4.2.98)$$

Le classi di resistenza a fatica per tensioni tangenziali relative ai dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XIII.b, C4.2.XIII.c e C4.2.XVII.b.

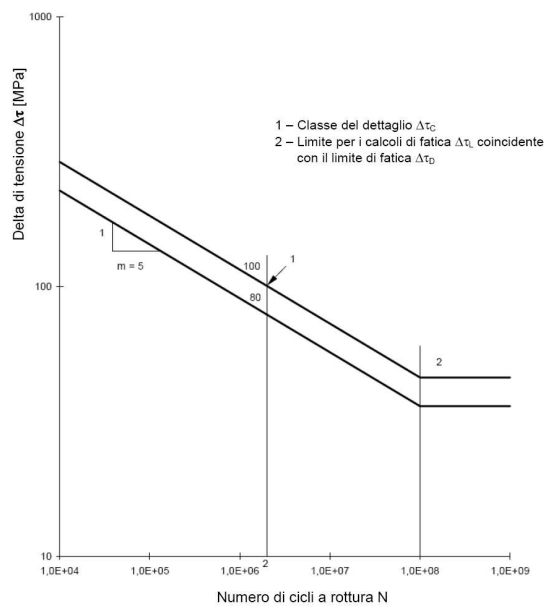





Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Per la resistenza dei dettagli costruttivi tipici degli impalcati a piastra ortotropa, si può far riferimento al documento EN1993-1-9.

Tabella C4.2.XIII.a *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

(1) classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione

Tabella C4.2.XIII.b *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)*


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XIII.c *Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\tau$)*

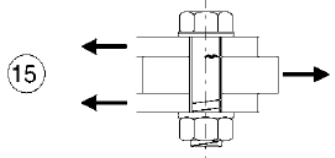
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Tabella C4.2.XIII.d *Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)*


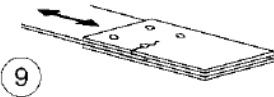
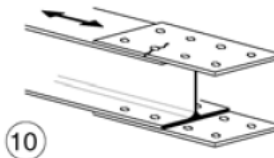
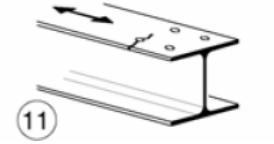
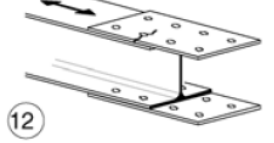

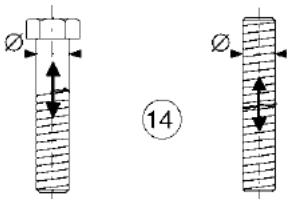
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
80		12) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con coprigiunti singoli o doppi con bulloni con precaricati in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30 / \phi)^{0,25}$.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

Tabella C4.2.XIV *Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)*

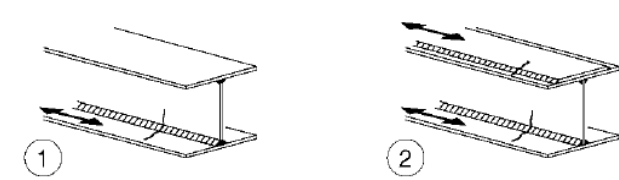
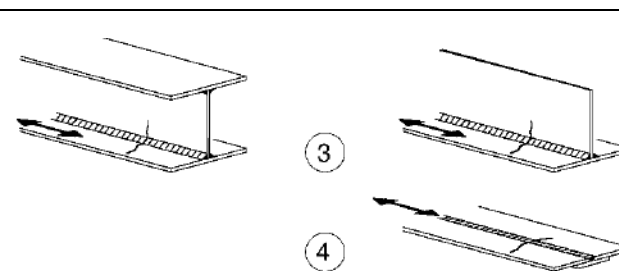
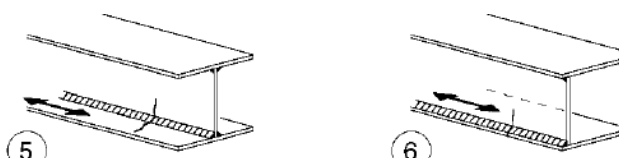
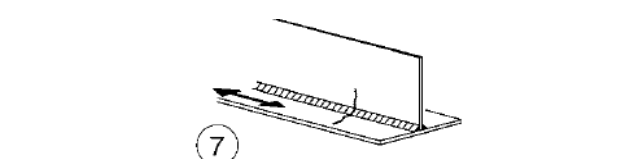
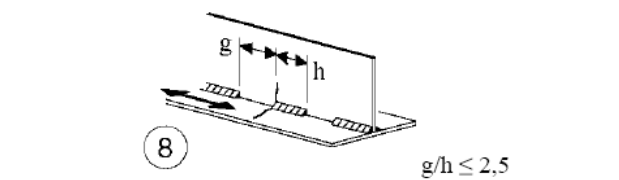
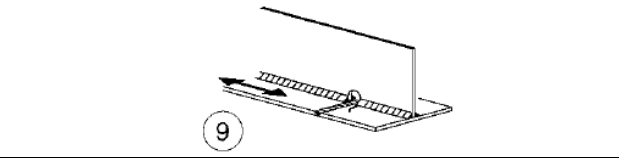
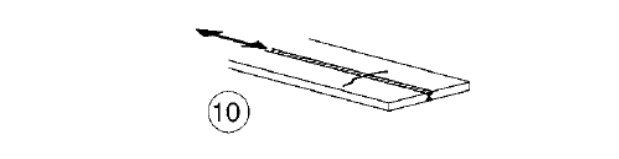

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldatura longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)		11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della EN1090. Spessore $t \leq 12,5$ mm (b) e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

Tabella C4.2.XV Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>1) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio</p> <p>3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>4) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
90		<p>8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze</p>

80		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0.2}$.</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10), con zone di transizione regolari</p>
63		<p>12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
71 (36)		<p>13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi.</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0.2}$.</p> <p>In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t</p>	<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
71		<p>Saldature su piatto di sostegno</p> <p>14) Giunti trasversali in piatti e lamiere</p> <p>15) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiere curve</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t)^{0.2}$.</p>	<p>I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa</p>
50		<p>16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiere curve</p> <p>Per spessori $t > 25$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p>	<p>Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento</p>

		$k_s = (25/t)^{0,2}$.	
71	<p>pendenza ≤ 1:2</p> <p>$t_2 \geq t_1$</p> <p>17</p>	<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori $t_1 > 25$ mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p>$k_s = (25/t_1)^{0,2}$.</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p>$k_{se} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5} + t_2^{1,5}} \right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_s, quando $t_1 > 25$ mm</p>

Tabella C4.2.XVI Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)	<p>1</p>	<p>Attacchi saldati longitudinali</p> <p>1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco</p> <p>(a) $L \leq 50$ mm (b) $50 < L \leq 80$ mm (c) $80 < L \leq 100$ mm (d) $L > 100$ mm</p>	<p>Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6</p>
71	<p>2</p>	<p>2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con $L > 100$ mm e $\alpha < 45^\circ$</p>	
80	<p>3</p>	<p>3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r.</p> <p>La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r.</p> <p>$r > 150$ mm</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
90 (a) 71 (b) 50 (c)	<p>4</p>	<p>4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3).</p> <p>La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>(a) $r \geq L/3$ o $r > 150$ mm (b) $L/3 > r \geq L/6$ (c) $r < L/6$</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
40	<p>5</p>	<p>5) Come saldato, senza raccordo di transizione</p>	

<p>80 (a) 71 (b)</p>		<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm</p> <p>(b) $50 < l \leq 80$ mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
<p>80</p>		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	

Tabella C4.2.XVII.a Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
<p>80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione</p> <p>2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello</p> <p>(a) $l \leq 50$ mm e t qualsiasi</p> <p>(b) $50 < l \leq 80$ mm e t qualsiasi</p> <p>(c) $80 < l \leq 100$ mm e t qualsiasi</p> <p>(d) $100 < l \leq 120$ mm e t qualsiasi</p> <p>(d) $l > 120$ mm e $t \leq 20$ mm</p> <p>(e) $120 < l \leq 200$ mm e $t > 20$ mm</p> <p>(e) $l > 200$ mm e $20 < t \leq 30$ mm</p> <p>(f) $200 < l \leq 300$ mm e $t > 30$ mm</p> <p>(f) $l > 300$ mm e $30 < t \leq 50$ mm</p> <p>(g) $l > 300$ mm e $t > 50$ mm</p>	<p>1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della EN1090.</p> <p>2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_t</p> <p>1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
<p>36*</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione</p>	<p>Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2</p>

			della presente tabella Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia
come dettaglio 1		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)	$\Delta\sigma$ nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2) Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)
45*		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)	$\Delta\sigma$ è riferito agli elementi sovrapposti Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		Coprighiunti di travi e travi composte 6) Zone terminali di coprighiunti saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali (a) $t_c < t$ e $t \leq 20$ mm (b) $t_c < t$ e $20 < t \leq 30$ mm (c) $t_c < t$ e $30 < t \leq 50$ mm (d) $t_c \geq t$ e $20 < t \leq 30$ mm (e) $t_c < t$ e $t > 50$ mm (f) $t_c \geq t$ e $30 < t \leq 50$ mm (g) $t_c \geq t$ e $t > 50$ mm	Se il coprighiunto è più largo della flangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali La lunghezza minima del coprighiunto è 300 mm
56		Coprighiunti di travi e travi composte 7) Zone terminali di coprighiunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima $5 t_c$	Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato. Se $t_c > 20$ mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del coprighiunto

Tabella C4.2.XVII.b Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\tau$)

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		<p>8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate</p> <p>9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali</p>	<p>8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone</p> <p>9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra</p>

Tabella C4.2.XVIII *Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponti.*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminate ad I o H	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
71		2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71		5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

C4.2.4.1.4.5

Curva S-N per connettori a piolo

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è rappresentata in Figura C4.2.24 ed è caratterizzata dall'assenza di limite di fatica. La pendenza della curva è $m=8$ e la classe del particolare per calcestruzzo normale è $\Delta\tau_c=90$ MPa.

Per calcestruzzi leggeri la classe si riduce, in funzione del limite superiore della densità della classe di appartenenza, ρ , espresso in kg/m^3 , a

$$\Delta\tau_c = 90 \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \text{ MPa} \quad (\text{C4.2.99})$$

Le tensioni tangenziali devono essere valutate in riferimento alla sezione nominale del connettore.

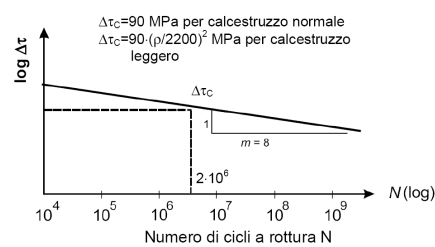


Figura C4.2.24 – Curva S-N per connettori a piolo

C4.2.4.1.4.6 Metodi di verifica

Nelle verifiche a fatica le tensioni da considerare devono essere coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Di solito, le curve S-N dei dettagli costruttivi riportate nelle normative sono riferite alle *tensioni nominali* e pertanto ad esse si deve generalmente far riferimento. Per dettagli costruttivi particolarmente complessi o innovativi, per i quali si proceda ad uno studio ad hoc, potrebbe essere necessario riferirsi alle *tensioni di picco*, misurate o determinate con specifici protocolli sperimentali. In questo caso, le tensioni debbono essere calcolate per via teorica o numerica con le stesse modalità adottate sperimentalmente.

Nell'associare al dettaglio in esame la corrispondente curva S-N di resistenza a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici di distensione, sulla base della letteratura consolidata o di adeguata sperimentazione.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle *tensioni geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

C4.2.4.1.4.6.1 Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad (C4.2.100)$$

oppure che

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad (C4.2.101)$$

dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata, talvolta denominato spettro frequente, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es. connettori a piolo o barre d'armatura per c.a.).

C4.2.4.1.4.6.2 Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si conduce mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che risulti

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (C4.2.102)$$

dove n_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e N_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_{i,d}$ a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

Sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, $\Delta\sigma_{eq,d}$ (o $\Delta\tau_{eq,d}$), in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, $n_{tot} = \sum n_i$, un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$, in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

C4.2.4.1.4.6.3 Metodo dei coefficienti λ

È possibile, in alcuni casi, ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza, confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto, $\Delta\sigma_{E,d}$, descritto nel seguito, con la classe del particolare $\Delta\sigma_c$.

Il delta di tensione convenzionale di calcolo $\Delta\sigma_{E,d}$ è dato da

$$\Delta\sigma_{E,d} = \gamma_{Ff} \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_p = \gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_p \quad (C4.2.103)$$

in cui $\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}$ è il massimo delta di tensione indotto nel dettaglio in esame da un opportuno modello di carico equivalente, ϕ_{fat} è un eventuale coefficiente correttivo che tiene conto degli effetti dell'amplificazione dinamica sullo spettro di tensione, λ_i sono fattori, opportunamente calibrati, che tengono conto dalla forma e dalla lunghezza della superficie di influenza del dettaglio considerato, della severità dello spettro di carico, della vita nominale dell'opera e/o della vita prevista per il dettaglio, dell'interazione tra eventi ecc..

Per l'applicazione del metodo, lo spettro di carico da adottare e la determinazione dei coefficienti λ_i è necessario far ricorso a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.4.6.4 Verifica sotto carico combinato

Nel caso di variazioni simultanee di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nel caso di variazioni non simultanee del campo di tensioni normali e tangenziali si potranno sommare i danneggiamenti D_σ e D_τ prodotti dai cicli di tensione normale e dai cicli di tensione tangenziale, valutati separatamente con la (C4.2.102), controllando che

$$D = D_\sigma + D_\tau \leq 1,0 \quad (C4.2.104)$$

C4.2.4.1.4.7 Influenza dello spessore

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad (C4.2.105)$$

dove il coefficiente riduttivo k_s dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori indicativi sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento EN1993-1-9.

C4.2.8 UNIONI

C4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

C4.2.8.1.1.1 Bulloni ad alta resistenza precaricati per giunzioni ad attrito

I bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 13499-1 e recare la marchiatura

CE. Al punto 4.3 la norma armonizzata UNI EN 13499-1 prescrive che viti, dadi e rondelle siano forniti dal medesimo produttore.

La norma armonizzata prevede che vengano eseguite, tra l'altro, prove sistematiche di serraggio del complesso vite, dado e rondella(e); queste prove forniscono informazioni sul fattore k che lega la forza di precarico $F_{p,C}=0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$ (§4.2.8.1.1 delle NTC) ed il momento di serraggio M .

Si ha:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb} \quad (C4.2.106)$$

dove d è il diametro nominale della vite, A_{res} è l'area resistente della vite e f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k , secondo le prescrizioni della norma, è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le differenti classi funzionali (§4.4.4 NTC).

Le classi funzionali previste dalla norma armonizzata sono tre e sono specificate nella seguente Tabella C4.2.XIX.

Si sottolinea che il valore del fattore k può risultare sensibilmente diverso da 0,2, valore applicabile ai bulloni della precedente normativa UNI 5712 e UNI 5713 citata nel D.M. 1996.

Tabella C4.2.XIX *Classi funzionali per i bulloni*

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore k_i del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio k_m del fattore e suo coefficiente di variazione V_k dichiarati sulla confezione

Poiché è noto che un eccesso del momento di serraggio comporta lo snervamento e, talvolta, anche la rottura della vite, gli operatori devono prestare la massima attenzione ai dati che sono riportati sulle targhette delle confezioni dei bulloni conformi alla nuova normativa armonizzata al fine della determinazione del momento di serraggio.

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, per facilitare gli operatori addetti ai montaggi, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle C4.2.XX e C4.2.XXI (che si riferiscono alle viti di classe 8.8 e 10.9 rispettivamente) per definire il momento di serraggio dei bulloni,

Tabella C4.2.XX Coppie di serraggio per bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]									
VITE	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	k=0.18	k=0.20	k=0.22	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	102	113	125	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	162	180	198	64.4	115
M16	141	169	197	225	253	281	309	87.9	157
M18	194	232	271	310	348	387	426	108	192
M20	274	329	384	439	494	549	604	137	245
M22	373	448	523	597	672	747	821	170	303
M24	474	569	664	759	854	949	1044	198	353
M27	694	833	972	1110	1249	1388	1527	257	459
M30	942	1131	1319	1508	1696	1885	2073	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	2965	3294	3624	457	817

Tabella C4.2.XXI Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]									
VITE	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	k=0.18	k=0.20	k=0.22	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	128	142	156	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	203	225	248	80.5	115
M16	176	211	246	281	317	352	387	110	157
M18	242	290	339	387	435	484	532	134	192
M20	343	412	480	549	617	686	755	172	245
M22	467	560	653	747	840	933	1027	212	303
M24	593	712	830	949	1067	1186	1305	247	353
M27	868	1041	1215	1388	1562	1735	1909	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	2121	2356	2592	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	3706	4118	4529	572	817

Nelle tabelle sono riportati: la dimensione della vite MXX, l'area resistente della vite A_{res} in mm², la forza di precarico $F_{p,C}=0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$ in kN ed i valori del momento di serraggio M in Nm, corrispondenti a differenti valori del fattore k. Poiché il momento di serraggio è funzione lineare del fattore k, la interpolazione per righe è immediata.

C4.2.12 PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE

C4.2.12.1 Materiali

Per i profilati di acciaio profilati a freddo e le lamiere grecate, l'acciaio deve essere conforme a quanto previsto al §C11.3.4.1.

C4.2.12.2 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio

Per effetto del processo di formatura a freddo si verifica un innalzamento della tensione di snervamento dell'acciaio che può essere considerato nei calcoli.

Ove il fenomeno non sia valutato sperimentalmente sulla membratura nel suo complesso, il valore della tensione di snervamento media dopo formatura f_{myk} può essere valutata nel modo seguente:

$$f_{myk} = f_{yk} + \frac{(f_{tk} - f_{yk}) \cdot k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \leq 0,5 \cdot (f_{tk} + f_{yk}) \quad (C4.2.107)$$

in cui

$k=7$ per formatura continua con rulli,

$k=5$ per gli altri metodi di formatura,

A_g è l'area lorda della sezione trasversale della membratura,

n è il numero di pieghe a 90° con raggio interno $r \leq 5 \cdot t$ (pieghe con angolo diverso da 90° sono tenute in conto con frazioni di n),

t è lo spessore (al netto dei rivestimenti) del piatto o nastro prima della formatura.

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} può essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- verifiche di resistenza di aste tese,
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di aste compresse aventi sezione di classe 1, 2 e 3 (cioè sezioni completamente reagenti),
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di travi inflesse le parti compresse delle quali siano di classe 1, 2 e 3 (cioè parti compresse completamente reagenti).

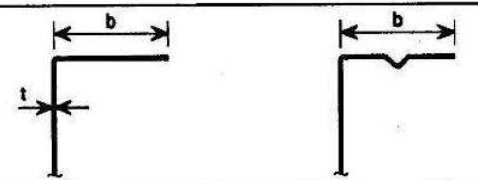
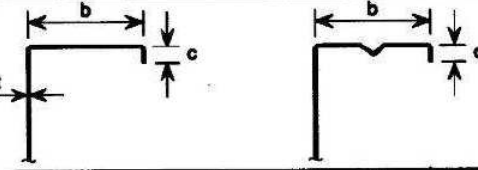
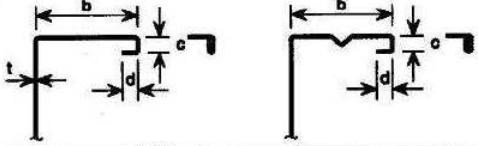
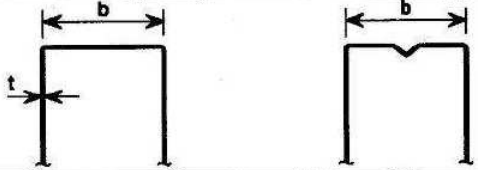

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} non deve essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- determinazione dell'area efficace,
- calcolo di membrature che, dopo il processo di formatura a freddo, siano sottoposte ad un trattamento termico di distensione.

C4.2.12.2.1 Valori limite dei rapporti larghezza - spessore

Nella Tabella C4.2.XXII sono riportati i valori limiti dei rapporti larghezza – spessore per i quali è applicabile la presente Circolare.

Tabella C4.2.XXII Valori limite dei rapporti larghezza-spessore di profili formati a freddo.

Elemento della sezione trasversale	Valore massimo
	$b/t < 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t < 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t < 50$
	$b/t \leq 500$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

Tali limiti rappresentano il campo dei valori per i quali è disponibile probante esperienza costruttiva e valida sperimentazione.

Inoltre, per garantire sufficiente rigidità degli irrigidimenti di bordo, devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

$$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6 \quad 0,1 \leq \frac{d}{b} \leq 0,3 \quad (\text{C4.2.108})$$

C4.2.12.2.2 *Inflessione trasversale delle ali*

Negli elementi soggetti a flessione le ali molto larghe (sia tese sia compresse) tendono ad incurvarsi in direzione dell'asse neutro (*curling*).

Tale fenomeno può essere considerato, in assenza ed in presenza di irrigidimenti (purchè non ravvicinati tra loro), nel modo seguente.

Per una trave con asse rettilineo ed in riferimento alla Figura C4.2.25, si ha:

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 \cdot b_s^4}{E^2 \cdot t^2 \cdot z} \quad (\text{C4.2.109})$$

dove u è la massima inflessione trasversale verso l'asse neutro dell'ala, z è la distanza nominale dell'ala dall'asse neutro, t è lo spessore della membratura, b_s è la metà della distanza tra le anime (per sezioni a cassone o sezioni ad U) o la lunghezza della parte a sbalzo, σ_a è la tensione normale media nelle ali calcolata con riferimento all'area lorda.

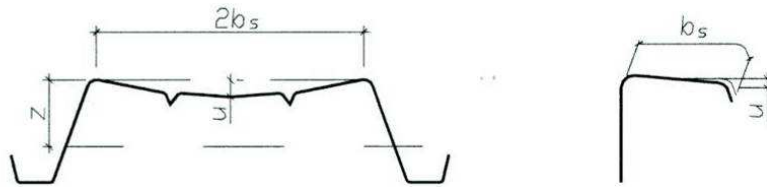


Figura C4.2.25 – Incurvamento delle piattabande

Bisogna tener conto di questo fenomeno nel calcolo della resistenza flessionale quando $u \geq 0,05 \cdot h$, essendo h l'altezza della trave.

C4.2.12.2.3 Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali

Nelle membrature formate e freddo e nelle lamiere grecate, al fine della utilizzazione delle Tabelle C4.2.I, II e III delle NTC per la classificazione delle sezioni, la larghezza b_p degli elementi piani deve essere determinata a partire dai punti medi di raccordo di due lati adiacenti, secondo le indicazioni di Figura C4.2.26.

In Figura C4.2.26 il punto P è il punto medio del raccordo da considerare per determinare la larghezza dell'elemento piano; X è l'intersezione degli assi degli elementi piani.

Il raggio medio di piega del raccordo r_m si determina a partire dal raggio interno di piega $r_m = r + 0,5 \cdot t$, mentre la proiezione g_r del segmento PX sull'asse dell'elemento piano è uguale a

$$g_r = r_m \cdot [\tan(\Phi/2) - \sin(\Phi/2)]. \quad (C4.2.110)$$

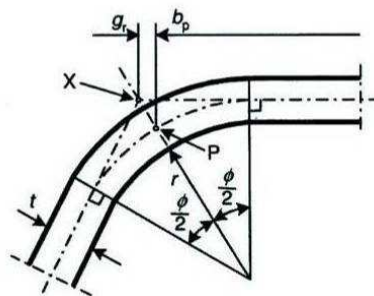


Figura C4.2.26 – Determinazione del punto X per la valutazione della larghezza di elementi piani

Alcuni esempi applicativi sono riportati in figura C4.2.27.

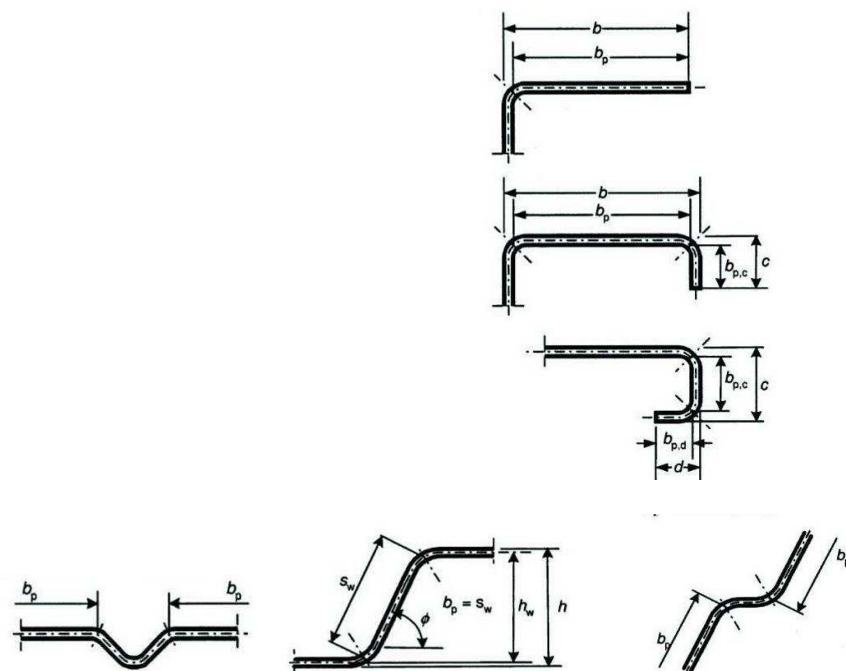


Figura C4.2.27 – Esempi di determinazione della larghezza b_p

Nel caso di parti compresse appartenenti alle classi 3 e 4 si possono verificare fenomeni di instabilità locale e distorsione della sezione trasversale che interagiscono tra loro ed insieme alla inflessione trasversale delle aste compresse e/o inflesse. Questi fenomeni possono essere studiati mediante una specifica modellazione matematica. In alternativa si possono applicare i metodi semplificati indicati nel seguito.

Tipo di elemento	Modello	Tipo di elemento	Modello

Figura C4.2.28 – Modelli statici per diverse tipologie di elementi piani

I vari tipi di elementi piani possono essere schematizzati con i modelli riportati in Figura C4.2.28.

Le parti piane compresse che, con la definizione di larghezza data sopra, non rispettano le limitazioni per la classe 3 sono soggette a fenomeni di ingobbamento locale i quali si possono considerare con il metodo delle larghezze efficaci, per la determinazione delle quali si devono seguire i criteri esposti al §C4.2.4.1.3.4.

Tenendo presenti le larghezze efficaci degli elementi piani compressi, si possono determinare le grandezze geometriche efficaci che tengono conto dei fenomeni di instabilità locale e che sono richiamate al §4.2.4.1 delle NTC, nell'ipotesi che non intervenga la distorsione della sezione trasversale considerata più oltre.

Per discutere i fenomeni di distorsione della sezione trasversale si distinguono :

- elementi piani, con o senza irrigidimenti intermedi, delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo (Figura C4.2.29);
- elementi piani compresi tra due anime con uno o più irrigidimenti intermedi (Figura C4.2.30).

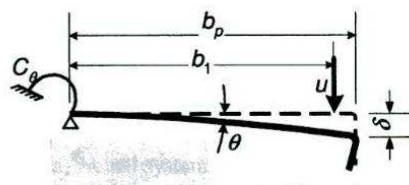


Figura C4.2.29 – Elementi piani delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo

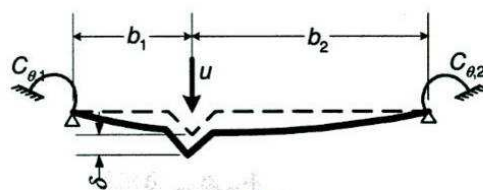


Figura C4.2.30 – Elementi piani delimitati da due anime con irrigidimenti intermedi

L'irrigidimento, insieme alla larghezza collaborante che gli compete (Figura C4.2.31) viene studiato come trave compressa su letto elastico alla Winkler. Il letto elastico ha costante elastica dipendente dall'elemento piano e dalle altre parti della sezione della trave alle quali l'elemento è collegato.

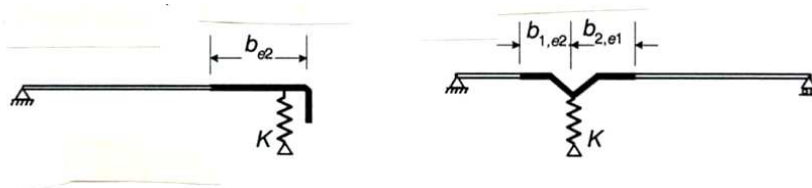


Figura C4.2.31 – Schematizzazione degli irrigidimenti

In Figura C4.2.32 sono riportati alcuni schemi statici di riferimento per il calcolo della costante k del letto elastico.

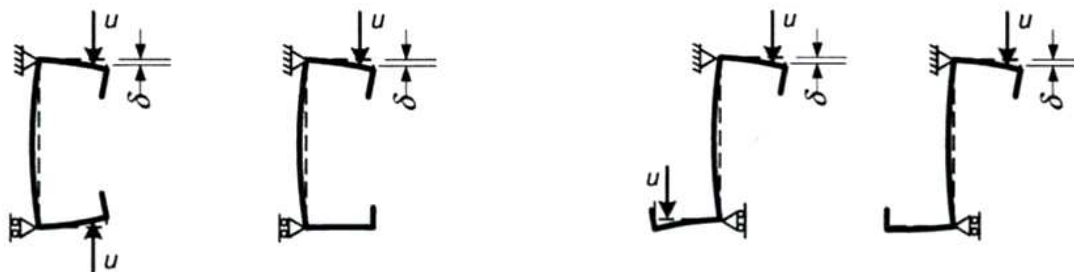


Figura C4.2.32 – Schemi di calcolo per la determinazione della costante elastica

Detti A_s l'area efficace dell'irrigidimento con la larghezza collaborante gli compete e I_s il momento di inerzia dell'irrigidimento con la larghezza collaborante gli compete, calcolato rispetto al suo asse baricentrico parallelo all'elemento piano collaborante, la tensione critica euleriana dell'irrigidimento compresso su letto elastico $\sigma_{cr,s}$, salvo più precise determinazioni teorico-numeriche, può essere assunta pari a

$$\sigma_{cr,s} = 2 \cdot \frac{\sqrt{k \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (C4.2.111)$$

La resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso $\sigma_{d,Rd}$ dipende dalla snellezza adimensionale λ_d

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (C4.2.112)$$

tramite il fattore di riduzione χ_d , per cui risulta

$$\sigma_{d,Rd} = \chi_d(\lambda_d) f_{yk} \quad (C4.2.113)$$

essendo

$$\begin{aligned} \chi_d &= 1 && \text{per } \lambda_d < 0,65 \\ \chi_d &= 1,47 - 0,723 \cdot \lambda_d && \text{per } 0,65 \leq \lambda_d \leq 1,38 \\ \chi_d &= \frac{0,66}{\lambda_d} && \text{per } \lambda_d > 1,38 \end{aligned} \quad (C4.2.114)$$

Per semplicità ed in prima approssimazione si può assumere l'area ridotta dello irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, pari a $A_{s,rid} = \chi_d \cdot A_s$.

Nel caso $\chi_d < 1$, per migliorare l'approssimazione si può far ricorso ad un processo iterativo che comporta le seguenti fasi:

- nuova definizione della larghezza efficace del pannello piano, riferita alla tensione massima di compressione,

$$\sigma_{\text{com,Ed,I}} = \chi_d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C4.2.115})$$

- nuova determinazione delle caratteristiche geometriche dell'irrigidimento, A_s e I_s ;
- determinazione della nuova tensione critica euleriana $\sigma'_{\text{cr,s}}$, della nuova snellezza λ'_d e della nuova resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso

$$\sigma'_{\text{d,Rd}} = \chi_d (\lambda'_d) f_{yk} \quad (\text{C4.2.116})$$

e così via iterando, fino a convergenza.

Una volta raggiunta la convergenza, l'area ridotta dell'irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, è data da:

$$A_{\text{s,rid}} = \frac{\chi_d \cdot f_{yk} \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{\text{com,Ed}}} \quad (\text{C4.2.117})$$

Per la determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale della membratura l'area ridotta dell'irrigidimento $A_{\text{s,rid}}$ può essere utilmente rappresentata mediante lo spessore ridotto dello stesso

$$t_{\text{rid}} = t \cdot \frac{A_{\text{s,rid}}}{A_s} \quad (\text{C4.2.118})$$

C4.2.12.2.4 Verifiche di resistenza

C4.2.12.2.4.1 Verifiche di resistenza a trazione

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda è:

$$N_{\text{t,Rd}} = \frac{A \cdot f_{\text{myk}}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C4.2.119})$$

dove A è l'area lorda della sezione trasversale e f_{myk} è il valore della tensione di snervamento media dopo formatura.

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda $N_{t,Rd}$ è limitata dalla resistenza di calcolo della sezione netta, indebolita dai fori per i collegamenti di estremità $F_{n,Rd}$:

$$N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.120)$$

essendo A_{net} l'area netta della sezione trasversale indebolita dai fori per i collegamenti di estremità e f_{tk} la resistenza a rottura dell'acciaio.

C4.2.12.2.4.2 Verifiche di resistenza a compressione

La resistenza di calcolo a compressione centrata della sezione lorda è data da

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.122)$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione trasversale è minore dell'area lorda A , e da

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.123)$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione trasversale è uguale all'area lorda A .

C4.2.12.2.4.3 Verifiche di resistenza a flessione

La resistenza di calcolo a flessione rispetto ad un asse principale di inerzia è:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.124)$$

se il modulo di resistenza della sezione efficace, W_{eff} , è minore di quello dell'area lorda W , e da

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.125)$$

se $W_{eff}=W$, salvo più favorevoli indicazioni fornite da normative di comprovata validità:

C4.2.12.2.4.4 Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione

Nel caso di pressoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (C4.2.126)$$

in cui $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ sono gli eventuali momenti flettenti addizionali dovuti allo spostamento del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.

Nella (C4.2.126) si considera il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse; si considera il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

Nel caso di tensoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (C4.2.127)$$

Si applica il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese; si applica il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

C4.2.12.2.4.5 Verifiche di resistenza a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di un'anima senza irrigidimenti (Figura C4.2.33) è

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin \phi} \quad (C4.2.128)$$

dove t è lo spessore dell'anima, h_w è l'altezza dell'anima, ϕ è l'angolo di inclinazione dell'anima e f_{bv} è la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima, che tiene conto dell'instabilità locale.

La resistenza alle tensioni tangenziali è data da

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w) \quad (C4.2.129)$$

essendo χ un coefficiente riduttivo, dipendente dalla snellezza adimensionale λ_w dell'anima,

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} \quad (C4.2.130)$$

dove s_w è la lunghezza dell'anima (Figura C4.2.33).

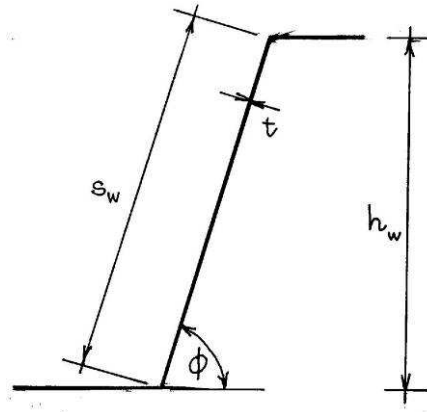


Figura C4.2.33 – Anime di profili sottili

In presenza di irrigidimenti agli appoggi, atti ad incassare la reazione vincolare e a prevenire distorsioni dell'anima, si può assumere

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per} && \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per} && \lambda_w > 0,83 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.131})$$

in assenza di tali irrigidimenti si ha, invece,

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per} && \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per} && 0,83 < \lambda_w < 1,40 \\ \chi &= \frac{0,67}{\lambda_w^2} && \text{per} && \lambda_w \geq 1,40 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.132})$$

Per problemi particolari, quali:

- la resistenza a taglio di anime con irrigidimenti intermedi,
- la resistenza a carichi concentrati (intermedi o di estremità),
- la interazione tra taglio e flessione quando l'azione tagliante di calcolo $V_{Ed} > 0,5 V_{b,Rd}$,
- la interazione tra carichi concentrati e flessione,

si rimanda a normative di comprovata validità.

C4.2.12.2.5 Verifiche di stabilità

C4.2.12.2.5.1 Verifiche di stabilità di aste compresse

La resistenza delle aste compresse si valuta con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando le curve di stabilità specificate nella Tabella C4.2.XXIII.

Si richiama l'attenzione sul fatto che per aste con sezione aperta a simmetria polare (profilati a Z e simili) i carichi critici torsionali possono essere inferiori a quelli flessionali; similmente, per aste con sezione aperta con un solo asse di simmetria i carichi critici flessotorsionali possono essere inferiori a quelli puramente flessionali.

C4.2.12.2.5.2 Verifiche di stabilità di aste inflesse

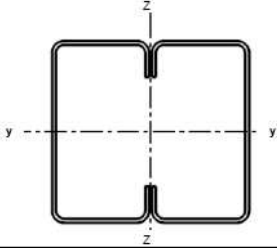
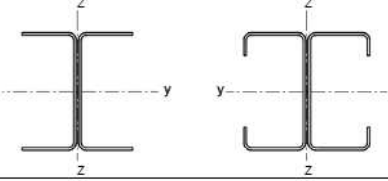

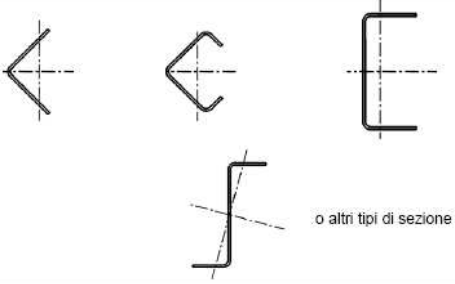
La verifica di stabilità di una trave inflessa soggetta a fenomeni di instabilità flessotorsionali si effettua con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando la curva di stabilità b.

Tuttavia, quando l'area efficace ha assi principali di inerzia sensibilmente discosti da quelli dell'area lorda, quei criteri non sono applicabili e devono essere effettuate specifiche indagini numeriche.

C4.2.12.2.5.3 Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse

Si tratta di problemi specifici per i quali si rinvia alla normativa di comprovata validità.

Tabella C4.2.XXIII *Curve di stabilità per profili sottili compressi*

Tipo di sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva
	qualsiasi qualsiasi	b (se si usa f_{yb}) c (se si usa f_{ya})*
	y-y z-z	a b
	qualsiasi	b
 o altri tipi di sezione	qualsiasi	c

* f_{ya} può essere usato soltanto quando $A_{ef} = A_g$

C4.2.12.2.6 Unioni

Nelle unioni dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate si possono impiegare, oltre ai mezzi d'unione classici, bulloni e saldature a cordoni d'angolo, trattati nelle NTC, altri mezzi di collegamento quali viti auto filettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, saldature per punti (a resistenza o per fusione) e bottoni di saldatura.

Poiché nelle unioni che interessano i profilati formati a freddo e le lamiere grecate possono intervenire elementi strutturali aventi spessori inferiori a 4 mm (minimo ammesso nelle NTC per gli elementi delle strutture di acciaio) sono necessari alcuni adattamenti ai piccoli spessori delle indicazioni delle Norme Tecniche anche per l'impiego dei bulloni e delle saldature.

Data la varietà delle soluzioni tecnologiche disponibili per i mezzi di unione quali viti autofilettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, bottoni di saldatura, alcune grandezze della resistenza delle unioni sono basate su attendibili risultati sperimentali, disponibili in letteratura, altre sono invece da determinarsi sperimentalmente (con procedure EOTA) per le applicazioni specifiche.

Simboli adottati nel seguito

- t spessore minimo delle membrature interessate nel collegamento
- t₁ spessore massimo delle membrature interessate nel collegamento
- t* spessore del materiale base nel quale sono ancorate le viti autofilettanti oppure i bottoni di saldatura
- d₀ diametro del foro per il mezzo di collegamento (Figura C4.2.34)
- d diametro del mezzo di collegamento (chiodo, vite, ecc.)
- d_w diametro della testa della vite di collegamento o diametro della rondella sotto testa o diametro visibile del punto di saldatura (Figura C4.2.35)
- d_s diametro efficace del punto o bottone di saldatura,

$$d_s = 0,7 \cdot d_w - 1,5 \cdot \sum t \geq 0,55 \cdot d_w \quad (C4.2.133)$$

- d_p diametro della saldatura del bottone,
- s passo della filettatura delle viti autofilettanti o automaschianti.

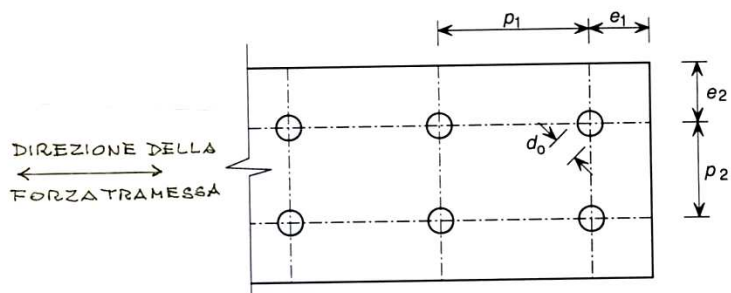


Figura C4.2.34 – Parametri significativi per i collegamenti

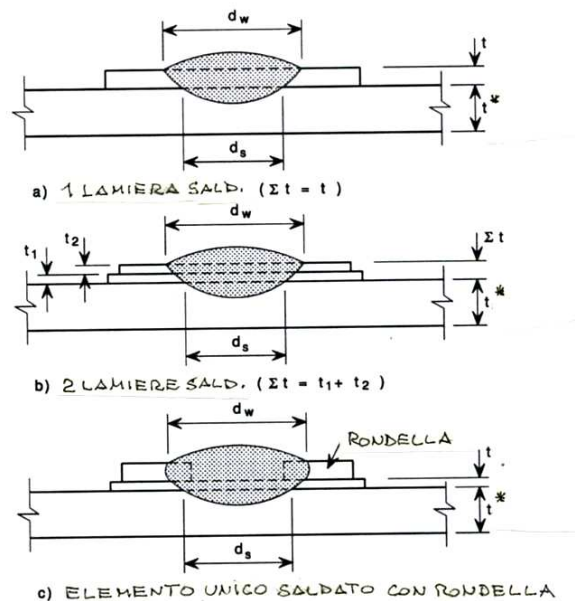


Figura C4.2.35 – Saldature a bottone

In figura C4.2.34 sono indicati gli interassi e le varie distanze che interessano il dimensionamento dei collegamenti; in figura C4.2.35 sono indicati i diametri dei punti e bottoni di saldatura.

C4.2.12.2.6.1 Chiodi ciechi

C4.2.12.2.6.1.1 Chiodi ciechi soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.134)$$

dove

$$\begin{aligned} \alpha &= 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 && \text{per } t_1 = t \\ \alpha &= 2,1 && \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \end{aligned} \quad (C4.2.135)$$

Nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2,5 t$) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad (C4.2.136)$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.137)$$

Le formule (C4.2.134), (C4.2.136) e (C4.2.137) per chiodi ciechi sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$1/10" (\phi 2,6 \text{ mm}) \leq d \leq 1/4" (\phi 6,4 \text{ mm}) \quad (C4.2.138)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad (C4.2.139)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. dei chiodi ciechi devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.2.6.2 Viti autofilettanti e automaschianti

C4.2.12.2.6.2.1 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.140)$$

dove

$$\begin{aligned} \alpha &= 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 && \text{per } t_1 = t \text{ oppure per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t < 1\text{mm} \\ \alpha &= 2,1 && \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t \geq 1\text{mm} \end{aligned} \quad (C4.2.141)$$

Nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2,5 t$) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad (C4.2.142)$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.143)$$

C4.2.12.2.6.2.2 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.144)$$

Questo valore è da ridurre al 50 % quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

La resistenza allo spanamento (strappo della filettatura) è data, infine, da

$$F_{0,Rd} = \frac{0,45 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t_1 < s \quad (C4.2.145)$$

$$F_{0,Rd} = \frac{0,65 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t_1 \geq s$$

Le formule (C4.2.140), (C4.2.142), (C4.2.143), (C4.2.144) e (C4.2.145) per viti autofilettanti e automaschianti sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3 \text{ mm} \leq d \leq 8 \text{ mm} \quad (C4.2.146)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 3,0 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad (C4.2.147)$$

I collegamenti con viti tese devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad \text{e} \quad t_1 \geq 0,9 \text{ mm} \quad (C4.2.148)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. delle viti autofilettanti o auto-maschianti devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.2.6.3 Chiodi separati

C4.2.12.2.6.3.1 Chiodi separati soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{3,2 \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.149)$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.150)$$

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.151)$$

Questo valore è da ridurre al 50 % quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

Le formule (C4.2.148), (C4.2.150) e (C4.2.151) per chiodi sparati sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6 \text{ mm} \quad (C4.2.152)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad e_2 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 4,5 \cdot d \quad (C4.2.153)$$

per $d=3,7 \text{ mm}$ $t^* \geq 4 \text{ mm}$; per $d=4,5 \text{ mm}$ $t^* \geq 6 \text{ mm}$; per $d=5,2 \text{ mm}$ $t^* \geq 8 \text{ mm}$

I collegamenti con chiodi tesi devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad e \quad t^* \geq 6 \text{ mm} \quad (C4.2.154)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, allo sfilamento ecc. dei chiodi sparati devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.2.6.4 Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Per le classi dei bulloni si veda il §11.3.4.5 delle NTC.

C4.2.12.2.6.4.1 Bulloni soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.155)$$

dove

$$\alpha_b = \min \left[1; \frac{e_1}{3 \cdot d} \right] \quad e \quad (C4.2.156)$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \quad \text{per } t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \quad \text{per } t > 1,25 \text{ mm}. \quad (C4.2.157)$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.158)$$

in cui, detto r il rapporto tra il numero di bulloni nella sezione netta e il numero totale di bulloni impiegati ed u il minimo tra $2 \cdot e_2$ e p_2 , è

$$\beta = 1 + 3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u} - 0,3 \right) \leq 1 \quad (\text{C4.2.159})$$

Per il calcolo della resistenza a taglio dei bulloni si applicano le formule (4.2.57) e (4.2.68) di cui al §4.2.8 delle NTC: con piccoli spessori di serraggio i piani di rescissione interessano sempre la parte filettata della vite.

C4.2.12.2.6.4.2 Bulloni soggetti a trazione

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni si applica la formula (4.2.61) di cui al §4.2.8 delle Norme Tecniche.

Le formule per i bulloni sono valide per bulloni di dimensione minima M6, per spessori t degli elementi da collegare compresi nell'intervallo $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 3 \text{ mm}$, e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq d_0; \quad p_1 \geq 3,0 \cdot d_0; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d_0; \quad p_2 \geq 3,0 \cdot d_0 \quad (\text{C4.2.160})$$

C4.2.12.2.6.5 Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Vale quanto riportato al §4.2.8 delle NTC.

C4.2.12.2.6.6 Saldature per punti (a resistenza o per fusione)

C4.2.12.2.6.6.1 Saldature per punti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t \leq t_1 \leq 2,5 t$$

$$F_{b,Rd} = \min \left(\frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}}; \frac{0,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s^2}{\gamma_{M2}}; \frac{3,1 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} \right) \quad \text{per } t_1 > 2,5 t \quad (\text{C4.2.161})$$

con t espresso in mm.

La resistenza allo strappamento della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{1,4 \cdot f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C4.2.162})$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.163)$$

La resistenza a taglio dei punti è data da

$$F_{v,Rd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.164)$$

Le formule (C4.2.161), (C4.2.162), (C4.2.163), e (C4.2.164) per saldature per punti sono valide per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$2 \cdot d_s \leq e_1 \leq 6 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_1 \leq 8 \cdot d_s ; \quad 1,5 \cdot d_s \leq e_2 \leq 4 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_2 \leq 6 \cdot d_s \quad (C4.2.165)$$

dove $d_s = 0,5 \cdot t + 5$ mm per punti di fusione e $d_s = 5 \cdot t^{0,5}$, t in mm, per punti a resistenza.

C4.2.12.2.6.7 Bottoni di saldatura

I bottoni di saldatura sono previsti per solo impiego a taglio

C4.2.12.2.6.7.1 Bottoni di saldatura soggetti a taglio

I bottoni possono essere circolari oppure oblunghi (Figura C4.2.36).

L'applicazione del procedimento è limitata a lamiere aventi spessore totale $\Sigma t \leq 4$ mm.

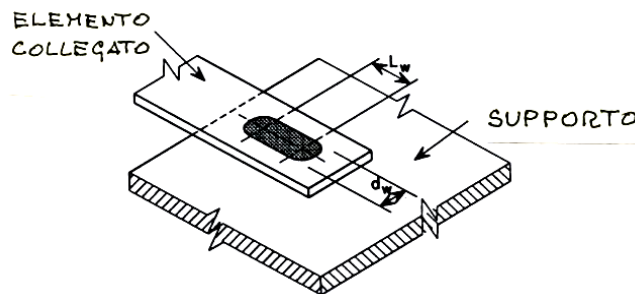


Figura C4.2.36 – Saldature oblunghie a bottone

Secondo la direzione della forza trasmessa, la distanza minima tra il centro del bottoni ed il bordo libero deve soddisfare la relazione

$$e_1 \geq \frac{2,1 \cdot F_{w,Sd} \cdot \gamma_{M2}}{f_{tk} \cdot t} \quad (C4.2.166)$$

dove $F_{w,Sd}$ è la resistenza a taglio del bottoni, che per i bottoni circolari è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.167)$$

con le seguenti limitazioni

$$\begin{aligned}
F_{w,Sd} &\leq \frac{1,5 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \\
F_{w,Sd} &\leq \frac{27 \cdot f_{tk} \cdot (\sum t)^2}{\gamma_{M2}} \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} && \text{per } 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} < \frac{d_p}{\sum t} \leq 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \quad (C4.2.168) \\
F_{w,Sd} &\leq \frac{0,9 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\sum t} > 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}};
\end{aligned}$$

e che per i bottoni oblungi è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 + L_w \cdot d_s) \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.169)$$

con la limitazione

$$F_{w,Sd} \leq \frac{(0,5 \cdot L_w + 1,67 \cdot d_p) \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.170)$$

essendo L_w indicato in Figura C4.2.36.

C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Anche per le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, la gamma degli acciai da carpenteria normalmente impiegabili è stata estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460.

Il calcestruzzo ordinario deve avere classe non inferiore a C20/25 né superiore a C60/75, mentre il calcestruzzo con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m³, deve avere classe non inferiore a LC20/22 e non superiore a LC55/60. Calcestruzzi di classe di resistenza superiori a C45/55 e LC 40/44, rispettivamente, richiedono comunque uno studio adeguato e specifiche procedure per il controllo di qualità.

La classificazione delle sezioni è analoga a quella delle strutture metalliche, salvo tener conto del favorevole effetto irrigidente della soletta, e simili sono i metodi di verifica.

Oltre agli usuali stati limite, devono essere considerati anche lo SLU di resistenza e lo SLE della connessione acciaio-calcestruzzo.

Analogamente a quanto previsto per le strutture metalliche, anche per le strutture composte è possibile impiegare per l'analisi globale delle strutture, in alternativa al metodo elastico e sotto date condizioni, il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elasticoplastico.

Problematiche specifiche, quali la larghezza collaborante della soletta, le connessioni acciaio-calcestruzzo, le colonne composte e le lamiere grecate sono trattate con diverso grado di

approfondimento, privilegiando gli aspetti più generali e rimandando per problematiche più specialistiche a normative di comprovata validità, in particolare agli Eurocodici.

C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è illustrata al § 4.3.1 delle NTC

C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

C4.3.2.1 Classificazione delle sezioni

La classificazione di una sezione composta acciaio-calcestruzzo può farsi con riferimento alla sola sezione metallica, adottando quindi come classe quella meno favorevole delle parti metalliche.

In ogni caso, una piattabanda metallica, efficacemente collegata ad una soletta in calcestruzzo mediante connettori soddisfacenti alle condizioni date in C4.3.4.1 delle NTC, può essere classificata in classe 1.

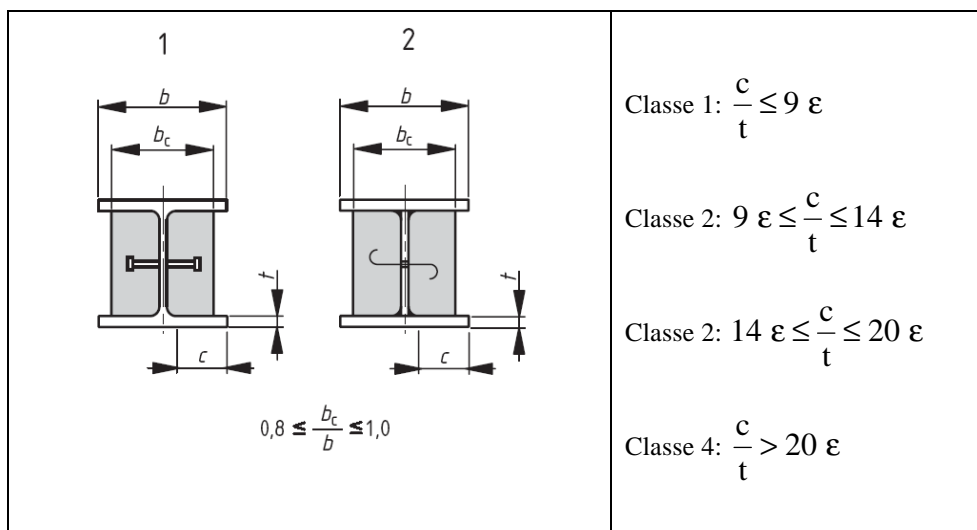
Una piattabanda metallica di una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo può essere classificata in accordo con la Tabella C4.3.I. In una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo, il calcestruzzo che circonda l'anima dovrebbe essere efficacemente collegato alla sezione metallica e dovrebbe impedire l'instabilità dell'anima o della piattabanda compressa verso l'anima.

In sezioni di classe 1 e 2 le barre metalliche comprese entro la larghezza di soletta collaborante dovrebbero essere esclusivamente in acciaio B450C. Inoltre, se il momento resistente della sezione è determinato mediante il calcolo plastico, l'area d'armatura tesa A_s deve soddisfare la relazione

$$A_s \geq \delta \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot A_c \cdot \sqrt{k_c} \quad (\text{C4.3.1})$$

dove A_c è l'area collaborante della soletta, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio strutturale, f_{sk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio d'armatura, f_{ctm} è la resistenza media a trazione del calcestruzzo, k_c è un coefficiente dato nel seguito che tiene conto della distribuzione delle tensioni nella sezione immediatamente prima della fessurazione, e δ è un coefficiente dipendente dalla classe della sezione, uguale a 1,0 per sezioni di classe 2 e a 1,1 per sezioni di classe 1 sede di cerniera plastica.

Tabella C4.3.I *Classificazione di piattabande compresse in profilati o in sezioni saldate parzialmente rivestiti*



Il coefficiente k_c è uguale a

$$k_c = 0,3 + \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 z_0}} \leq 1,0 \quad (\text{C4.3.2})$$

dove h_c è l'altezza della soletta, escludendo ispessimenti locali o nervature, e z_0 la distanza tra il baricentro della soletta non fessurata e il baricentro della sezione composta, considerata tutta reagente, calcolato in riferimento al coefficiente di omogeneizzazione a breve termine.

C4.3.2.3 Larghezze efficaci

Nella figura 4.3.1. il termine b_c è da intendersi il termine b_0 della formula 4.3.2, cioè la distanza tra gli assi dei connettori. Inoltre, si evidenzia un refuso nell'espressione di b_{ei} che non è $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$, bensì $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i - b_0/2)$.

C4.3.3 RESISTENZE DI CALCOLO

C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

C4.3.4.2 Resistenza delle sezioni

Il momento resistente, $M_{pl,Rd}$ di una sezione composta di classe 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione, come indicato in Figura C4.3.1, e considerando nullo il contributo del calcestruzzo teso.

L'armatura longitudinale in soletta si ipotizza plasticizzata, sia in trazione sia in compressione, così come l'acciaio strutturale. A momento positivo, la parte compressa della sezione efficace della soletta in calcestruzzo si considera uniformemente compressa con tensione di compressione pari

$0,85f_{cd}$, e la risultante di compressione è detta N_{cf} .

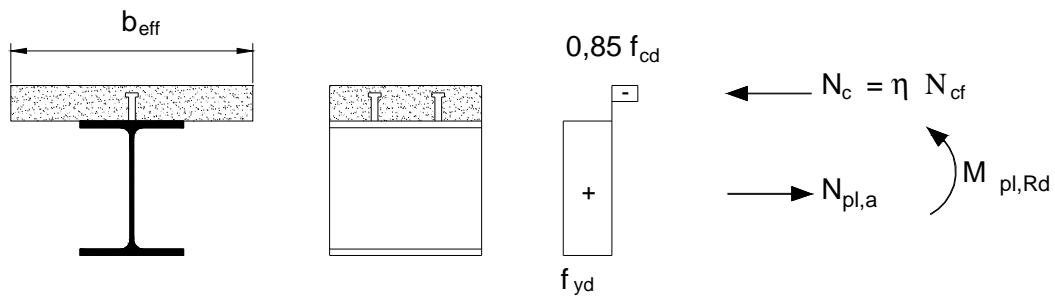


Figura C4.3.1 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente positivo

Si dice grado di connessione η il rapporto $\eta=N_c/N_{cf}$ tra il massimo sforzo trasmissibile dalla connessione N_c e la risultante delle compressioni in soletta N_{cf} .

Nel caso di connessione a pieno ripristino ($\eta=1$) si ha $N_c=N_{cf}$.

La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata ed in genere la connessione a taglio è sufficiente a trasferire la risultante di trazione delle barre d'armatura in soletta, calcolata ipotizzando le barre d'armatura completamente snervate e soggette ad una tensione pari ad f_{sd} , Figura (C4.3.2).

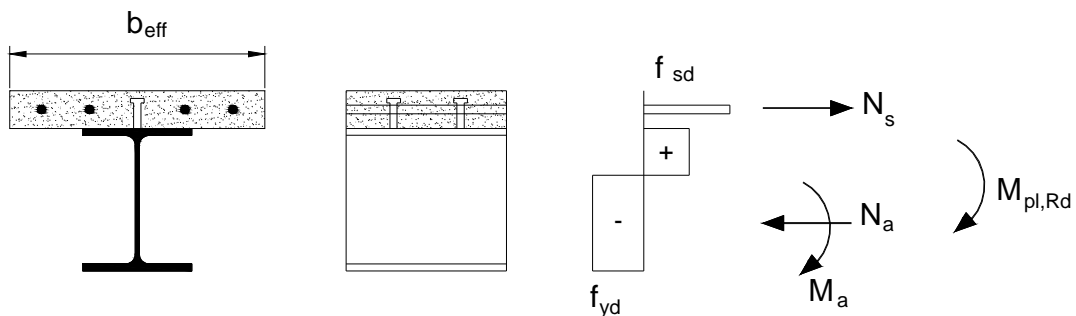


Figura C4.3.2 - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente negativo

Quando la connessione a taglio è a parziale ripristino di resistenza ($\eta < 1$) e realizzata con connettori “duttibili”, il momento resistente, M_{Rd} , è calcolato utilizzando il metodo rigido-plastico ed il valore ridotto della risultante delle compressioni in soletta, N_c . In particolare, può assumersi una relazione lineare tra il grado di connessione η ed il momento resistente ottenibile, vedi Figura C4.3.3, rappresentata dalla formula

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta \quad (C4.3.3)$$

dove $M_{pl,a,Rd}$ è il momento plastico della sola sezione in acciaio.

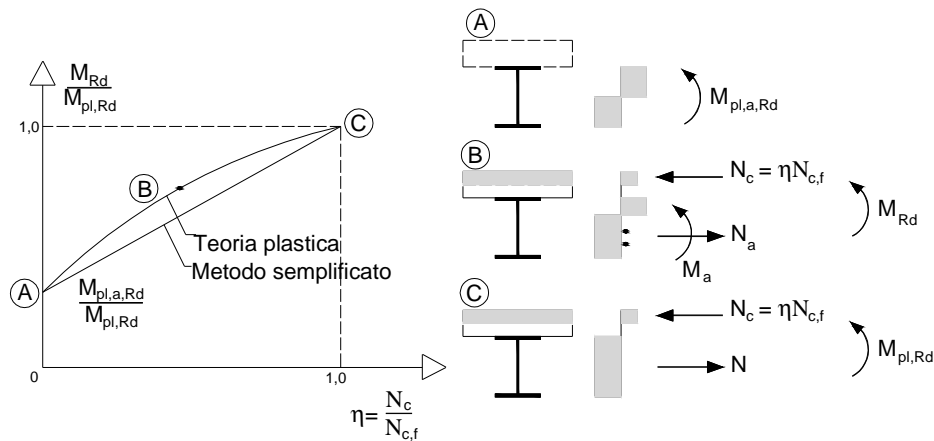


Figura C4.3.3 - Relazione tra il momento resistente della trave e il grado di connessione per connettori a taglio duttili

C4.3.4.3 Sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo

Nelle NTC, in linea con l'Eurocodice 4 e con le CNR 10016/2000, per le travi con soletta collaborante, sono considerate sia connessioni "complete" a taglio, sia connessioni "parziali" a taglio.

Nel seguito viene discusso il concetto di connessione a taglio ("completa" o "parziale") e vengono illustrate le limitazioni applicative.

Si ha connessione a taglio "completa" quando i connettori nel loro insieme sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale. Ad esempio, nel caso di connessione a taglio "completa" lungo la sezione III la capacità portante limite della trave di acciaio con soletta collaborante rappresentata in Figura C4.3.5, semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, si raggiunge quando nella sezione II si stabilisce la distribuzione di tensioni normali che corrisponde al momento plastico.

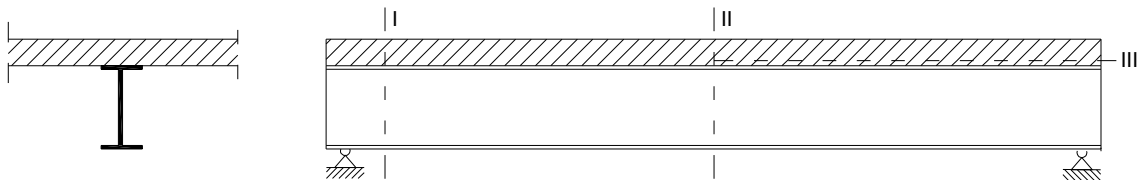


Figura C4.3.5 – Trave d'acciaio con soletta collaborante

Nel caso di connessione "completa" a taglio, Pertanto, un eventuale incremento del numero dei connettori a taglio nella sezione III non si tradurrebbe un aumento della capacità portante, essendo determinante la resistenza flessionale.

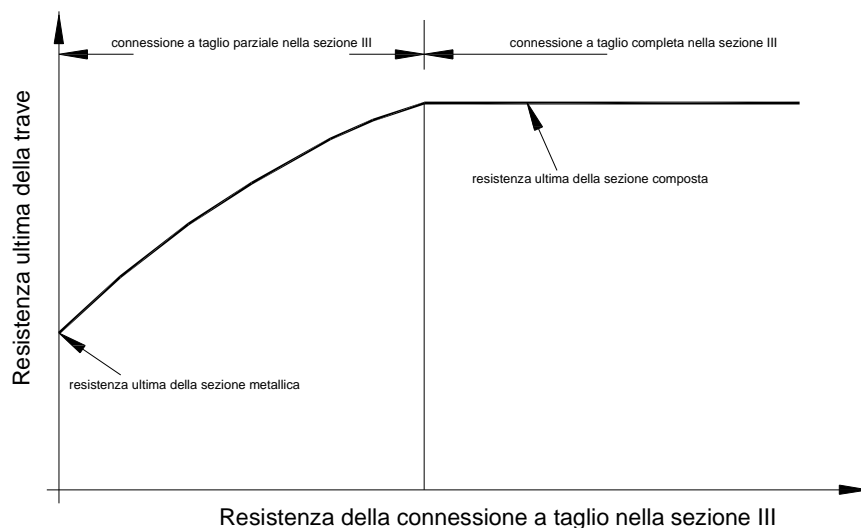


Figura C4.3.6 – *Legame tra resistenza della trave e resistenza della connessione*

Per contro, quando si dispongono connettori in minor numero si avrà una capacità portante ridotta, che dipende dalla numerosità dei connettori disposti nella sezione III, perché si riduce la risultante delle tensioni normali (di trazione e compressione) e quindi il momento limite nella sezione II: in questo caso si parla di connessione “parziale” a taglio.

In Figura C4.3.6 è schematizzato quanto sopra esposto: in ascisse è riportata la resistenza della connessione a taglio nella sezione III, in ordinate la capacità portante ultima della trave composta.

Al limite, quando mancassero del tutto i connettori, la resistenza della soletta può essere trascurata rispetto a quella della trave in acciaio.

L’applicazione della connessione “parziale” a taglio ha interesse per le travi composte acciaio – calcestruzzo nelle quali non è necessario sfruttare a fondo la collaborazione tra i due materiali per ottenere la resistenza richiesta.

Questo concetto si applica, ad esempio, alle travi composte quando la solette vengono gettate su casseri non puntellati, ma sostenuti direttamente dalle travi. Le travi devono essere dimensionate per sostenere il peso del getto cosicché, dopo l’indurimento del calcestruzzo, la connessione “completa” può portare a travi più robuste del richiesto.

Questo concetto si applica, ad esempio, alle travi composte quando le limitazioni di deformabilità negli stati limiti di esercizio governano la progettazione.

Situazione analoga si ha quando per ragioni tecniche o economiche il progettista è portato a preferire travi metalliche con sezione maggiore e minor numero di connettori, piuttosto che travi con sezione ridotta e maggior numero di connettori, come accade quando la soletta è gettata su una

lamiera grecata perché la posizione e larghezza delle onde limita posizione e numero dei connettori.

C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

C4.3.4.3.1.1 Disposizioni e limitazioni

Le regole di progetto contenute nel §4.3.4 delle NTC per la verifica delle travi in soluzione composta acciaio-calcestruzzo riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorquando si applichi il calcolo plastico per le definizioni del momento resistente della trave.

Tale requisito di duttilità da parte della connessione a taglio tra trave e soletta si ritiene soddisfatto se i pioli hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm; ma tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come “duttile” sull’intera luce di una trave d’impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiere grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la lamiera grecata soddisfi le limitazioni $b_0/h_p \geq 2$ e $h_p \leq 60$ mm (vedi figg. 4.3.4.a e 4.3.4.b delle NTC);
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

Sotto tali condizioni il grado di connessione η , definito al §C4.3.4.2, deve soddisfare le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \quad \text{per } L_e \leq 25 \text{ m} \quad (\text{C4.3.4})$$
$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25 \text{ m}$$

dove con L_e si è indicata la distanza, in metri, tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

Alternativamente possono essere considerati come “duttili” i pioli aventi altezza non inferiore a 4 volte il loro diametro, un diametro compreso tra 16 mm e 25 mm, saldati su un profilo a piattabande

uguali, ed un grado di connessione che rispetta le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \quad \text{per } L_e \leq 25 \text{ m} \quad (\text{C4.3.5})$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25 \text{ m}$$

Per una casistica più generale, si rimanda a normativa di comprovata validità.

La spaziatura massima tra i connettori deve essere pari a $s_{MAX} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ per le travi collaboranti con solette piene o solette gettate su lamiera con greche parallele all'asse della trave; $s_{MAX} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ nel caso in cui le greche della lamiera siano ortogonali all'asse della trave, dove con t_f si è indicato lo spessore della piattabanda del profilo e con f_{yk} la tensione di snervamento della piattabanda del profilo. In ogni caso la spaziatura massima deve essere inferiore a 800mm. La spaziatura minima dei connettori a pioli deve essere non minore di 5 volte il diametro del gambo del connettore. In direzione ortogonale alla forza di scorrimento l'interasse dei pioli non deve essere inferiore a 2,5 volte il diametro del gambo per le solette in calcestruzzo piene ed a 4 volte il diametro del gambo per tutti gli altri tipi di soletta.

I connettori possono essere disposti uniformemente tra i punti di momento massimo e minimo della trave solo nel caso di sezioni di classe 1 e classe 2 e se il fattore di connessione η rispetta le limitazioni sopra indicate. Se l'azione composta della connessione è tale da definire una sezione con un momento plastico resistente maggiore di 2,5 volte quello della sola sezione in acciaio è necessario eseguire verifiche supplementari nelle sezioni intermedie tra quelle di massimo e minimo momento perché in tale caso il sistema di connessione potrebbe avere un comportamento non duttile.

C4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori a sollecitazioni combinate

Quando i connettori a taglio disposti sul profilo in acciaio sono simultaneamente considerati efficaci per due elementi ortogonali, come ad esempio nel caso di una trave composta longitudinale e di una soletta composta, si deve considerare la combinazione delle forze di connessione provenienti dai due elementi strutturali e la verifica di resistenza del connettore può essere eseguita con la formula

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1,0 \quad (\text{C4.3.6})$$

dove F_l è l'azione longitudinale di progetto derivante dall'elemento principale, mentre F_t è la forza di progetto trasversale derivante dall'elemento secondario e $P_{l,Rd}$ e $P_{t,Rd}$ sono le resistenze a taglio del singolo connettore in direzione longitudinale e trasversale. La resistenza del connettore nelle

due direzioni può assumere valori differenti a causa del diverso grado di ricoprimento offerto dal calcestruzzo al connettore a piolo nelle due direzioni (longitudinale e trasversale).

C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \quad (C4.3.7)$$

dove A_a , A_c ed A_{se} sono le aree, rispettivamente, del profilo in acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (appoggio intermedio e campata) è pari a

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (C4.3.8)$$

dove A_{ap} è l'area della lamiera grecata, da considerarsi solo se è dimostrata la sua efficacia, f_{yp} la sua tensione di snervamento e A_s e f_{sk} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere nelle sezioni critiche i momenti resistenti calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso, la forza di scorrimento agente tra la sezione di estremità della trave e la sezione a momento flettente massimo si assume pari a

$$V_{ld} = F_c = \eta \times F_{cf} = \frac{M_{Rd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} \times F_{cf} \quad (C4.3.9)$$

mentre la forza di scorrimento tra la sezione a massimo momento flettente positivo e la sezione e minimo momento flettente negativo è pari a

$$V_{ld} = F_c + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (C4.3.10)$$

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto.

C4.3.4.3.5 *Armatura trasversale (delle travi composte)*

La disposizione dell'armatura trasversale in soletta secondo le tipologie mostrate nelle figure 4.3.5a, 4.3.5b e 4.3.5c delle NTC è necessaria per l'eliminazione di possibili rotture fragili nel calcestruzzo a causa degli elevati sforzi di taglio che si concentrano in prossimità della connessione piolata. Le superfici interessate dai maggiori sforzi di taglio sono differenti a seconda della tipologia di soletta considerata nel progetto della trave composta e comunque l'armatura trasversale deve essere disposta in modo tale da rinforzare e cucire tali superfici di scorrimento potenziali.

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche, v_{Ed} , è determinata, sulla base delle ipotesi di calcolo seguite per la definizione del momento resistente plastico della sezione, dalla forza di compressione massima sviluppata in soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza si ricava, vedi figura C4.3.7, dalla formula

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f} \quad (C4.3.11)$$

dove h_f è lo spessore della piattabanda in calcestruzzo e Δx la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo.

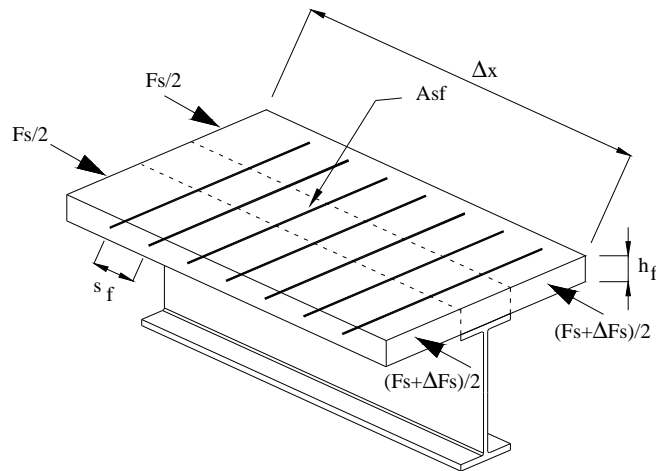


Figura C4.3.7. Distribuzione della sollecitazione di taglio longitudinale nella piattabanda in calcestruzzo.

L'area dell'armatura minima necessaria all'assorbimento della sollecitazione v_{Ed} è data da

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq v_{Ed} \cdot h_f \quad (C4.3.12)$$

dove A_{sf} è l'area della singola barra d'armatura disposta ad un interasse s_f . Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che

$$v_{Ed} \leq 0,3 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (C4.3.13)$$

Se le tensioni v_{Ed} sono inferiori a $0,4f_{ctd}$, dove f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo, non è necessario disporre apposita armatura trasversale.

C4.3.4.4 Instabilità flesso-torsionale delle travi composte.

Nel caso in cui la soletta in calcestruzzo collaborante sia garantita nei riguardi dell'instabilità laterale, è possibile assumere che la piattabanda superiore del profilo d'acciaio connesso a taglio alla soletta sia stabile lateralmente. In tutti gli altri casi è necessario verificare la sicurezza delle ali dei profili nei riguardi della stabilità.

In generale è sempre possibile verificare l'instabilità flesso-torsionale dei profili in acciaio trascurando il ritegno torsionale costituito dalla soletta in calcestruzzo ed utilizzando le formule ed i metodi proposti nel § C.4.2 del presente documento e nelle NTC.

In alternativa è possibile considerare il contributo alla stabilità laterale fornito dalla soletta. Il momento resistente di progetto nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale è pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (C4.3.14)$$

dove χ_{LT} è il fattore riduttivo della resistenza flessionale M_{Rd} espresso, tramite la formula 4.2.51 delle NTC, in funzione della snellezza relativa λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (C4.3.15)$$

dove M_{Rk} è il momento resistente della sezione composta, calcolato utilizzando i valori caratteristici delle resistenze, e M_{cr} è il momento critico corrispondente all'instabilità flessio-torsionale, calcolato per la trave di maggior luce e con il maggiore momento sollecitante negativo.

Se sono verificate le seguenti ipotesi:

- la flangia superiore del profilo è connessa alla soletta;
- la soletta è composta e fissata su due profili contigui a formare una sezione ad "U invertita" (v. Figura C4.3.4);
- in ogni punto di appoggio l'elemento in acciaio ha la flangia inferiore bloccata lateralmente e l'anima irrigidita,

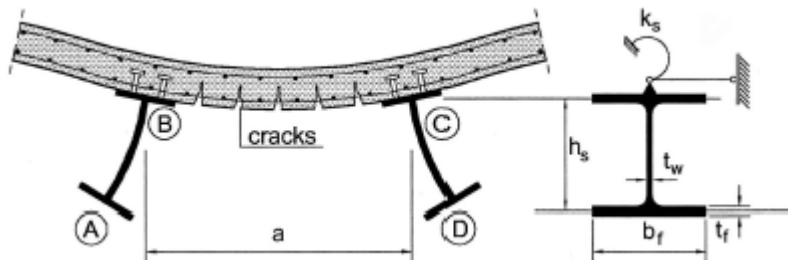


Figura C4.3.4. Telaio ad U invertita: A-B-C-D

il contributo stabilizzante da considerare nel calcolo di M_{cr} si può valutare definendo la rigidità rotazionale k_s per unità di lunghezza della soletta d'impalcato come:

$$k_s = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (C4.3.16)$$

dove k_1 , rigidità flessionale in fase fessurata della soletta in calcestruzzo o composta ed in direzione trasversale ai profili d'acciaio, è definita come $k_1 = \alpha(EJ)_2 / a$, in cui $\alpha=2$ per le travi esterne ed $\alpha=3$ per le travi interne (per un telaio con più di 4 travi $\alpha=4$ per le travi più interne) e a è la distanza tra due profili consecutivi; $(EJ)_2$ è il modulo di rigidità fessurato per unità di larghezza della soletta; k_2 è la rigidità flessionale dell'anima del profilo d'acciaio, che vale

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1-\nu^2) \cdot h_s} \quad (\text{C4.3.17})$$

dove ν è il coefficiente di Poisson, h_s è l'altezza del profilo in acciaio e t_w è lo spessore dell'anima.

Nel caso in cui la trave composta sia continua su più appoggi o faccia parte di un telaio a più campate e sia di classe 1, 2 o 3 la sezione può essere progettata senza un sistema di stabilizzazione laterale se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- (a) le luci di campate adiacenti non differiscono tra loro di più del 20% (15% nel caso di una campata esterna a sbalzo e della campata adiacente);
- (b) il carico su ogni campata è uniformemente distribuito ed i carichi permanenti costituiscono più del 40% dei carichi di progetto;
- (c) la piattabanda superiore è collegata alla soletta;
- (d) la soletta è connessa ad un altro profilo in acciaio che la supporta e che è parallelo alla trave composta considerata;
- (e) se la soletta è composta, questa connette due profili in acciaio a formare un telaio ad "U invertita";
- (f) in ogni punto di appoggio l'elemento in acciaio ha la piattabanda inferiore lateralmente bloccata e l'anima irrigidita;
- (g) se la sezione in acciaio non è rivestita di calcestruzzo, rispetta i limiti imposti, sull'altezza della sezione, nella Tabella C4.3.II;
- (h) se l'elemento della sezione è parzialmente rivestito di calcestruzzo, l'altezza h della sua sezione in acciaio non eccede l'altezza fornita in Tabella C4.3.II di più di 200 mm, per le classi d'acciaio **S235**, **S275** ed **S355**, e di più di 150 mm, per le classi **S420** ed **S460**.

Tabella C4.3.II. Altezza massima in mm dell'elemento in acciaio non rivestito

Elemento in acciaio	Grado nominale dell'acciaio			
	S235	S275	S355	S420 e S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

C4.3.5 COLONNE COMPOSTE

C4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

C4.3.5.3.1 Resistenza a compressione della sezione della colonna composta

Nelle colonne composte realizzate con profili a sezione cava di forma circolare è possibile tenere in conto, nel calcolo della sforzo normale plastico resistente, degli effetti prodotti dal confinamento che il tubo in acciaio esercita sul calcestruzzo. In particolare, è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità. In mancanza di più precise analisi e per elementi strutturali del tipo rappresentato nella Figura C4.3.8 è possibile utilizzare il seguente modello di confinamento.

La resistenza plastica della colonna circolare riempita di calcestruzzo, tenendo conto del confinamento, assume la seguente forma

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad (C4.3.18)$$

dove t è lo spessore del tubo di acciaio e d è il diametro esterno della colonna. Tale formula è valida nel caso in cui $\bar{\lambda} \leq 0,5$ e l'eccentricità massima del carico, $e = M_{Ed}/N_{Ed}$, sia minore di 0,1. I coefficienti η_a ed η_c sono dati dalle seguenti espressioni

$$\eta_a = \begin{cases} 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1,0 & e = 0 \\ 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) + 10 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \frac{e}{d} & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 1,0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.19)$$

$$\eta_c = \begin{cases} (4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \geq 0 & e = 0 \\ (4,9 - 18,5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.20)$$

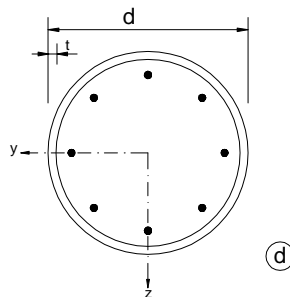


Figura C4.3.8 Sezione tipo di colonna composta circolare riempita di calcestruzzo in cui è possibile considerare il

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D .

I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

I punti C e D sono ottenuti fissando lo sforzo normale al valore $N_{pm,Rd}$ e $0,5 N_{pm,Rd}$, rispettivamente, essendo $N_{pm,Rd}$ lo sforzo normale resistente della sola porzione di calcestruzzo della sezione composta, ovvero

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c \quad (C4.3.21)$$

dove A_c è l'area complessiva di calcestruzzo della sezione composta.

Dal dominio resistente si ricava il momento resistente plastico associato allo sforzo normale N_{Ed} della combinazione di calcolo come

$$M_{pl,Rd}(N_{Ed}) = \mu_d \cdot M_{pl,Rd} \quad (C4.3.22)$$

Nel caso in cui la colonna sia soggetta a sollecitazioni di presso-flessione deviata, la verifica della colonna composta è condotta calcolando i coefficienti μ_{dy} e μ_{dz} indipendentemente per i due piani di flessione della colonne, secondo il metodo presentato nella Figura C4.3.9, e controllando che

$$\begin{aligned} \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \\ \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \end{aligned} \quad (C4.3.23)$$

dove $M_{pl,y,Rd}$ ed $M_{pl,z,Rd}$ sono i momenti resistenti plastici rispetto ai due piani di flessione, mentre $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti sollecitanti derivanti dall'analisi strutturale, incrementati per tenere conto dei fenomeni del II ordine, come esposto in § 4.3.5.4.3 delle NTC oppure calcolati secondo uno schema di calcolo in cui le imperfezioni dell'elemento sono state considerate utilizzando opportuni fattori di imperfezione. I coefficienti $\alpha_{M,y}$ ed $\alpha_{M,z}$ sono riportati nella Tabella 4.3.III delle NTC.

C4.3.5.4.4 Effetti dei fenomeni a lungo termine

Per le colonne composte, quando l'importanza dell'opera o l'entità delle azioni permanenti impongano una verifica nei riguardi dei fenomeni a lungo termine, è possibile considerare tali

effetti riducendo il modulo elastico del calcestruzzo della colonna E_{cm} ad un valore $E_{c,eff}$, secondo la formula

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed}) \cdot \varphi_t} \quad (4.3.24)$$

dove φ_t è il coefficiente di viscosità; $N_{G,Ed}$ la quota dello sforzo normale di progetto dovuta al carico permanente e N_{Ed} è lo sforzo normale di progetto. La funzione di viscosità è espressa dalla formula

$$\varphi_t = \varphi(\infty; t_0) \cdot e^{(1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45))} \quad (4.3.25)$$

dove $\varphi(\infty; t_0)$ è il coefficiente di viscosità a tempo infinito, presentato nelle figure C4.3.10 (a) e C4.3.10(b), mentre k_σ è il rapporto tra la tensione di compressione agente, σ_c , e la resistenza media a compressione $f_{cm}(t_0)$ all'atto dell'applicazione del carico ($t = t_0$).

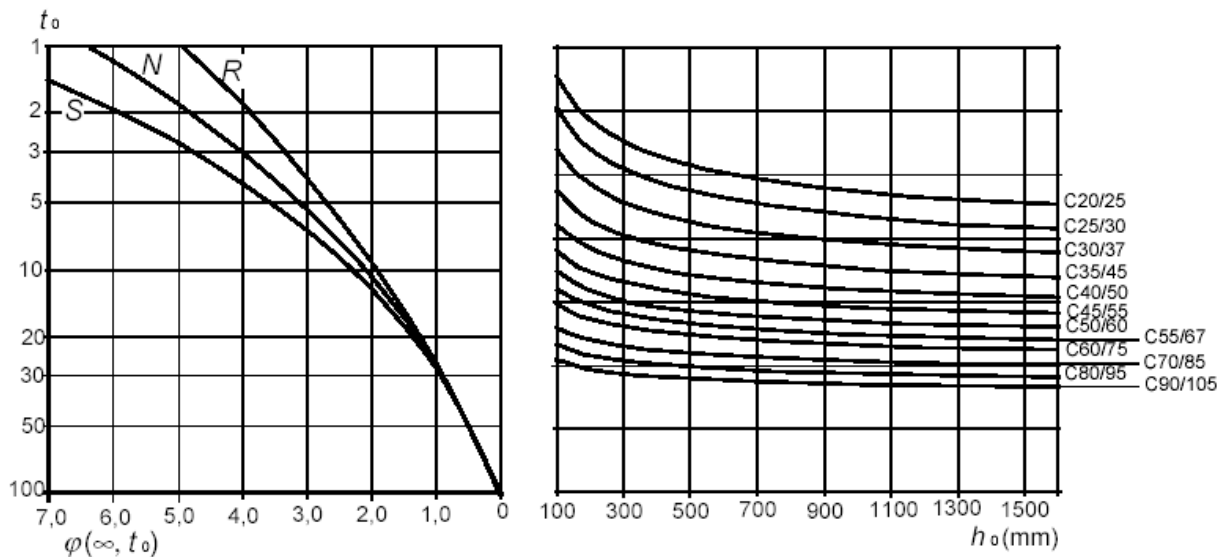


Figura C4.3.10 (a). Coefficiente $\varphi(\infty; t_0)$ per umidità relativa pari al 50%

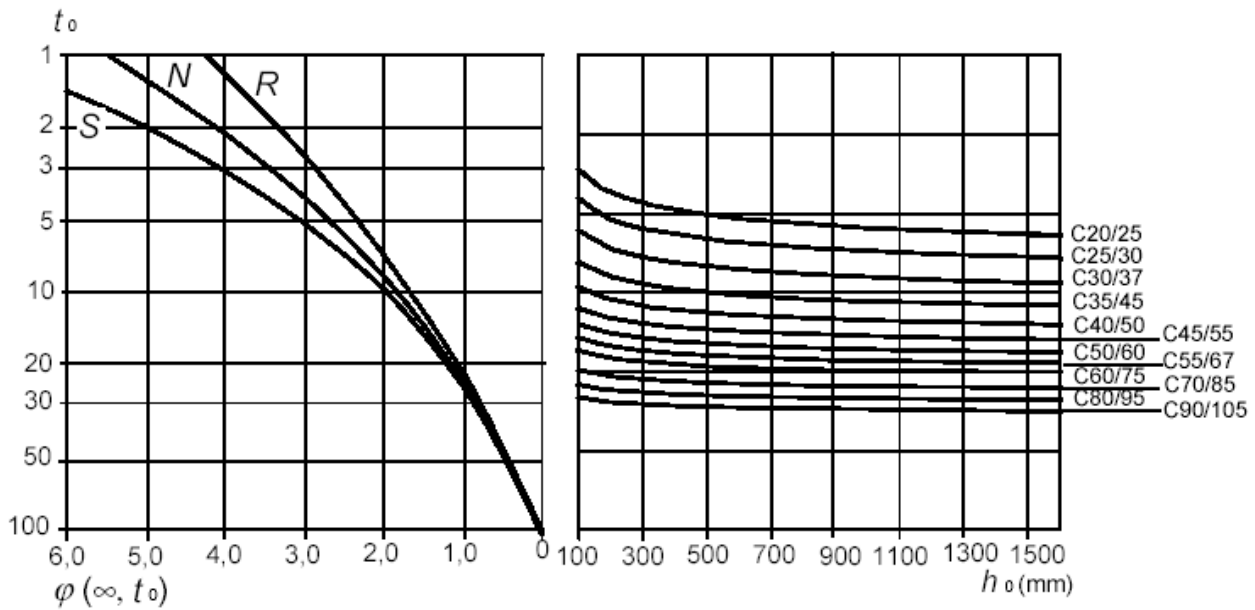


Figura C4.3.10 (b). Coefficiente $\varphi(\infty; t_0)$ per umidità relativa pari all'80%

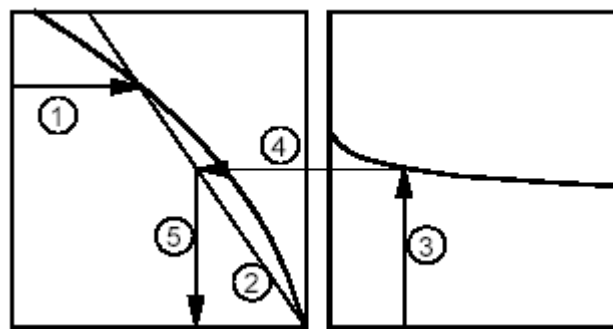


Figura C4.3.10 (c). Sequenza 1-2-3-4-5 per la determinazione del coefficiente $\varphi(\infty; t_0)$ – Le due figure sono riferite ai diagrammi riportati in **Figura C4.3.10 (a), (b)**.

Nelle Figure C4.3.10(a) e C4.3.10(b), h_0 è la dimensione di riferimento della sezione in calcestruzzo pari al rapporto tra il doppio dell'area A_c della sezione ed il suo perimetro u :

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (4.3.26)$$

I grafici da cui si ricava il coefficiente $\varphi(\infty; t_0)$ sono validi da -40°C a $+40^\circ\text{C}$ e per un tasso di umidità compreso tra il 40% ed il 100%.

C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

C4.3.6.2 Verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (solette composte)

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali di una soletta composta realizzata con una soletta armata in calcestruzzo gettata su una lamiera grecata collaborante può essere determinata con la

teoria plastica, in accordo a quanto esposto in §4.3.4.2.1.2 della NTC ed in §C4.3.4.2 se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- sussiste la piena interazione tra lamiera e calcestruzzo;
- la sezione efficace della lamiera è valutata al netto di bugnature o dentelli;
- la lamiera nelle zone soggette a momento negativo è considerata attiva solo se continua sul profilo in acciaio;
- la stabilità delle parti compresse della lamiera è assicurata.

In tal caso si assume per il calcestruzzo un modello stress-block con tensione massima pari a $0,85f_{ck}/\gamma_c$ mentre le tensioni normali nella lamiera e nelle barre d'armatura sono assunte pari al limite plastico; vedi figure C4.3.11 (a) e C4.3.11 (b)

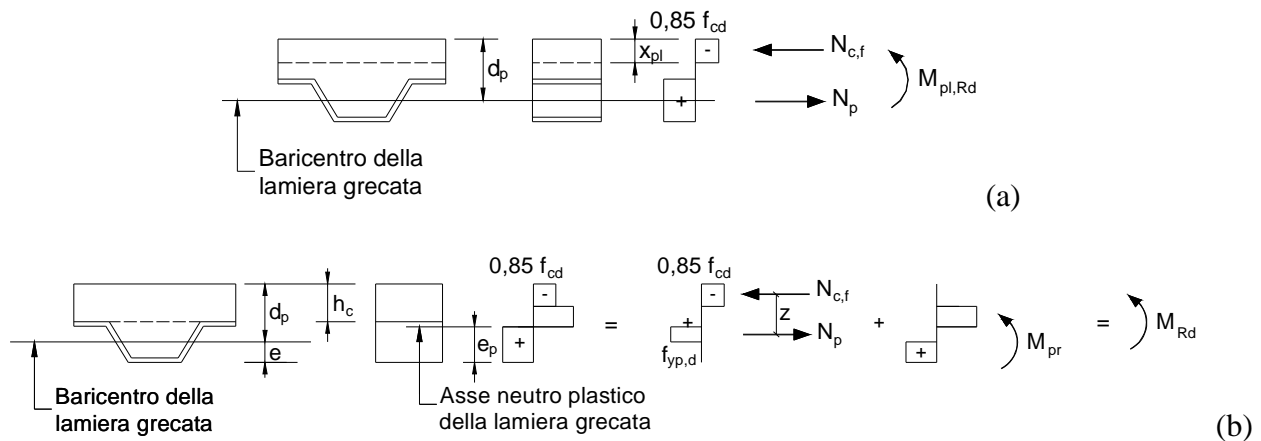


Figura C4.3.11 Distribuzione plastica delle tensioni allo stato limite ultimo. (a) asse neutro nel calcestruzzo sopra la lamiera. (b) asse neutro che taglia la lamiera grecata.

La resistenza allo scorrimento tra lamiera grecata e soletta deve essere verificata nelle zone in cui sono localizzate le massime sollecitazioni di taglio, in generale nelle sezioni prossime agli appoggi, poiché in caso in connessione parziale tra i due elementi non è possibile sviluppare il momento resistente plastico così come al §4.3.6.2 delle NTC. A tal riguardo, è possibile definire una relazione lineare che definisce l'interazione parziale tra la lamiera grecata ed calcestruzzo, basata sulla resistenza allo scorrimento offerta dalla lamiera, $\tau_{i,Rd}$, che consente di ricavare il momento resistente massimo ottenibile prima del raggiungimento della crisi per flessione, figura C4.3.12. Tale relazione, basandosi sulla capacità $\tau_{i,Rd}$ della lamiera grecata, dipende dal tipo di lamiera utilizzata. Altri tipologie di connessione e differenti condizioni di carico definiscono differenti diagrammi di interazione parziale, come presentato in § 7.4.3 della CNR10016.

Metodi per il calcolo della resistenza allo scorrimento di sistemi di connessione a pioli, illustrati nella Figura 4.3.8 (c) delle NTC, sono basati sulle resistenze fornite nel §4.3.4.3.1 delle NTC; ulteriori informazioni e metodi per il calcolo sono riportati in § 9.7.3, § 9.7.4 della EN1994-1-1.

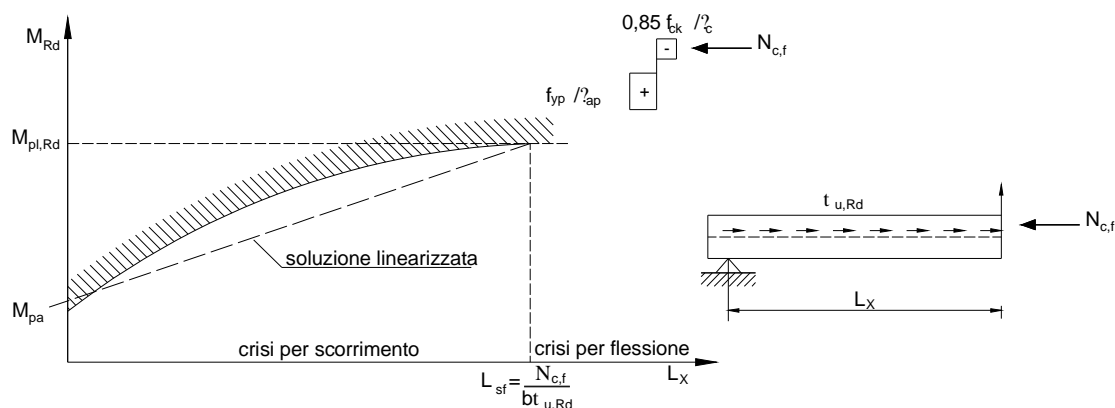


Figura C4.3.12 Diagramma di interazione parziale calcestruzzo lamiera.

C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento anche a quanto previsto nel §8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulti rilevante l'interesse per il mantenimento dei materiali originali, e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

C4.4.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza.

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ...) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione e, ove possibile, contemplati nei calcoli.

La principale caratteristica fisica che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante.

Per quanto riguarda la durabilità, particolare attenzione verrà posta alla sensibilità del legno al biodegradamento, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche del materiale.

C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidezza dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle condizioni ambientali definite al §4.4.5 delle NTC.

Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; tuttavia, qualora sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere portato in conto mediante una analisi lineare con redistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari.

I collegamenti normalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidezza flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come cerniere. Qualora la rigidezza flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità

Le analisi dovranno comunque tener conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine di cui al §4.4.7 delle NTC.

C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati con riferimento a quanto previsto per le altre costruzioni nei §3 e §5 delle NTC.

È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Il comportamento reologico del materiale ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformazione del legno. A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione è quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

Per tener conto della sensibilità del legno alle variazioni di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio.

A scopo esemplificativo:

- nella classe di servizio 1, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 65% (§4.4.5), l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 12%;
- nella classe di servizio 2, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 85% (§4.4.5), l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 20%;
- nella classe di servizio 3 rientrano tutti i legnami esposti a condizioni climatiche che comportano umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2. In questa classe possono rientrare i materiali legnosi per i quali non sono disponibili dati attendibili.

C4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO

Per tenere conto della particolare situazione italiana, che vede per la prima volta una regolamentazione delle costruzioni di legno, il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M ed il coefficiente di correzione k_{mod} , che tiene conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità del legno, assumono valori più cautelativi rispetto a quelli previsti da analoghe normative europee.

Fino all'emanazione dei provvedimenti che forniranno i valori dei coefficienti γ_m e γ_{mod} di cui alle Tabelle 4.4.III e 4.4.IV delle NTC, si raccomanda di utilizzare i valori riportati nei Cap. 4.4.6 e 4.4.7 delle NTC.

C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Lo scorrimento delle unioni può essere determinato mediante prove sperimentali eseguite nel rispetto della norma UNI pertinente (UNI-EN 26891-1991) o può essere calcolato con riferimento a normative di comprovata validità in funzione delle caratteristiche dei materiali e del tipo di unione.

Per il calcolo della deformazione istantanea delle membrature si fa riferimento al valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale; per le deformazioni istantanee delle unioni si fa riferimento al valore istantaneo del modulo di scorrimento.

La deformazione a lungo termine si calcola utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto con lo stesso fattore del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Si dovrà verificare che le azioni previste sulla struttura non producano vibrazioni che ne possano compromettere la normale utilizzazione o comunque ridurre il comfort degli utenti.

C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

C4.4.8.1 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza del materiale non potranno prescindere dalle caratteristiche intrinseche del legno e in particolare dalla sua anisotropia.

Le principali condizioni di verifica della resistenza riportate nella norma riguardano elementi strutturali a sezione costante con direzione della fibratura sostanzialmente coincidente con l'asse longitudinale dell'elemento. Condizioni di verifica per altre situazioni non espressamente riportate nel testo potranno essere reperite anche in altre normative di comprovata validità.

C4.4.8.2 Verifiche di stabilità

Le strutture lignee presentano in genere dimensioni delle sezioni trasversali che, rapportate alla luce degli elementi, rendono quasi sempre necessarie le verifiche di stabilità sia per gli elementi compressi e pressoinflessi (sbandamento laterale o instabilità di colonna) che per quelli semplicemente inflessi (svergolamento o instabilità di trave).

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (freccie o contofreccie) imposte. Per le verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

C4.4.9 COLLEGAMENTI

I collegamenti di carpenteria sono quelli tipici delle tradizionali costruzioni storiche, realizzati per lavorazione delle superfici di contatto. Di regola sono in grado di trasmettere solamente sforzi di compressione per contatto, e quindi in grado di esplicare unicamente la funzione di vincoli monolateri, a meno che non vengano considerati con altre tipologie di unioni.

I collegamenti meccanici sono caratterizzati dalla trasmissione delle sollecitazioni attraverso opportuni mezzi di unione, generalmente metallici, o mediante adesivi. I metodi di calcolo per la valutazione della resistenza e della deformazione dei singoli mezzi di unione devono essere convalidati sulla base di prove sperimentali eseguite nel rispetto di normative di comprovata validità.

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione.

La capacità portante di collegamenti con piani di taglio multipli va valutata con riferimento a una opportuna combinazione di quella per unioni con due piani di taglio.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione a gambo cilindrico, come chiodi, bulloni, perni, viti, e cambre, la capacità portante dipende dal contributo della resistenza allo snervamento dell'acciaio, della resistenza al rifollamento del legno, nonché della resistenza

all'estrazione del mezzo di unione. È sempre da evitare che prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, si attivino meccanismi di rottura di tipo fragile come: spacco, espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione. La resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica va comunque verificata.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di superficie, come anelli, caviglie, piastre dentate, la capacità portante è la minore tra la capacità portante del gruppo di mezzi di unione costituente il collegamento stesso, tenendo conto della loro disposizione e del loro numero, e la resistenza della sezione residua indebolita dalla presenza degli stessi elementi di unione.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di acciaio incollati, si utilizzano barre o piastre inserite in apposite sedi ricavate negli elementi di legno da unire e solidarizzate ad essi mediante adesivi strutturali. Tali unioni potranno essere impiegate per strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente. Particolare attenzione andrà posta nel garantire che le caratteristiche dell'adesivo e la sua adesione all'acciaio e al legno siano compatibili con la durabilità della struttura, sulla base di evidenze sperimentali o specifici test di laboratorio, nelle condizioni di temperatura e umidità che saranno presenti per tutta la vita in esercizio della struttura.

La resistenza delle singole unioni dovrà essere valutata con riferimento a normative di comprovata validità.

L'idoneità dei sistemi costruttivi per la realizzazione delle connessioni legno-calcestruzzo sarà dimostrata per mezzo di adeguate campagne sperimentali condotte secondo normative di comprovata validità.

Per connessioni a comportamento fragile si dovrà verificare che la capacità portante della connessione sia almeno pari a sei volte la sollecitazione di esercizio della connessione.

Per connessioni deformabili e duttili la resistenza ultima non potrà essere assunta superiore al valore di scorrimento della connessione che potrà effettivamente essere raggiunto in opera.

Il progetto riporterà espressamente le specifiche relative alle modalità di realizzazione e di messa in opera dei connettori.

C4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Nel caso di travi ad altezza variabile e di travi curve lo stato tensionale viene determinato tenendo conto opportunamente della particolare forma dell'elemento strutturale. Le verifiche di resistenza

terranno conto della presenza contemporanea di tensioni normali parallele alla fibratura, di tensioni ortogonali alla fibratura e di tensioni tangenziali.

Formulazioni specifiche per vari casi potranno essere reperite in normative di comprovata validità.

La verifica a taglio delle sezioni terminali di travi con intagli di estremità verrà svolta tenendo conto dello stato tensionale causato dall'intaglio, con riferimento all'altezza effettiva ridotta della sezione trasversale. Sono da evitare travi con intagli senza rastremazione o con rastremazione ridotta, eventualmente potranno essere presi opportuni provvedimenti di dimostrata efficacia per contrastare l'apertura delle fessure del materiale in zona tesa.

Nelle travi gli eventuali fori passanti con dimensione massima maggiore di 50 mm vanno, per quanto possibile, centrati rispetto all'asse longitudinale, e devono essere rispettate distanze e dimensioni minime reperite in normative di comprovata validità.

In presenza di forze di trazione ortogonali alle fibre e per travi in classe di servizio 3, dovranno essere adottati idonei provvedimenti di rinforzo trasversale.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da più parti unite mediante connettori meccanici, occorre tener conto dello scorrimento nelle unioni ai fini della determinazione delle tensioni nelle varie parti nonché per la valutazione delle deformazioni della trave.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con anime sottili è possibile valutare lo stato tensionale nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Se i materiali costituenti le ali e le anime sono diversi si può omogeneizzare la sezione in relazione ai moduli di elasticità medi.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con ali sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, anche con più anime, è possibile valutare gli sforzi nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, tenendo conto di una distribuzione non uniforme delle tensioni nelle ali.

L'utilizzo di travi incollate secondo tipologie diverse va valutato con particolare cautela e comunque dopo un'attenta analisi sia tecnologica che statica. In ogni caso si terrà conto del comportamento reologico dei materiali accoppiati e degli incollaggi utilizzati, in relazione alla resistenza, alla deformabilità e alla durabilità.

Nel caso di colonne composte, ottenute assemblando due o più elementi resi collaboranti da idonei sistemi di collegamento, la valutazione della snellezza terrà conto in modo appropriato della deformabilità dei collegamenti.

Per quanto non espressamente specificato e per altri elementi strutturali si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

C4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI

Strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi saranno generalmente schematizzate come sistemi di travi, tenendo in considerazione la deformabilità dei giunti e le effettive eccentricità dei collegamenti.

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature verrà verificata tenendo conto della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, considerando le effettive condizioni di vincolo e di sollecitazione. Per le verifiche nei confronti dell'instabilità globale si tiene conto delle imperfezioni geometriche e strutturali e degli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, inquadrando le azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi corrispondenti. La stabilità dei telai potrà essere verificata con un'analisi non lineare mettendo in conto una forma imperfetta della struttura.

La stabilità degli archi nel proprio piano va verificata adottando un'analisi del secondo ordine, tenendo conto di imperfezioni iniziali proporzionali alle prime possibili forme d'onda. Si possono adottare modalità approssimate di verifica riferendosi ad un elemento compresso equivalente. Le strutture ad arco vanno sempre verificate per stabilità anche al di fuori del piano dell'elemento ed eventualmente controventate.

Per tutte le strutture spingenti l'equilibrio strutturale potrà essere garantito dai vincoli esterni verificando l'assenza di significativi cedimenti, oppure dovranno essere previsti idonei elementi preposti specificamente all'assorbimento delle spinte.

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate. Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi verranno determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative. Qualora le strutture dei tetti, dei solai, delle pareti svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra va opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

C4.4.12 ROBUSTEZZA

Si adotteranno tutti quei provvedimenti atti a diminuirne la sensibilità della struttura nei confronti di azioni eccezionali o di eventi di entità non prevista dalle norme pertinenti (sisma, fuoco, eventi meteorici ..).

Nella definizione delle scelte progettuali andranno previste almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.
- la scelta di sistemi statici poco sensibili a collassi parziali;
- la scelta e la disposizione corretta dei sistemi di controventamento;
- la scelta di sistemi di collegamento poco sensibili all'azione dell'incendio;
- l'utilizzazione di più elementi funzionanti in parallelo o di collegamenti realizzati con un numero elevato di mezzi elementari di unione a comportamento non fragile;

C4.4.13 DURABILITÀ

La durabilità delle strutture lignee deve essere sempre assicurata, prevedendo in sede di progetto adeguati particolari costruttivi ed opportuni accorgimenti di protezione dagli agenti atmosferici e dagli attacchi biologici di funghi e/o insetti xilofagi, ed utilizzando le specie legnose più idonee per durabilità naturale o per possibilità di impregnazione, in relazione alle condizioni ambientali di esercizio.

E' possibile anche prevedere elementi sacrificali da sostituire periodicamente secondo il piano di manutenzione da allegare al progetto, che comprende comunque tutte le altre operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria da mettere in atto durante la vita utile della struttura.

I mezzi di unione metallici strutturali devono, generalmente, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel §3.6.1 delle NTC, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea residua non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato istante in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Generalmente il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al §3.6 delle NTC.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni "non protette" (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate

soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell'elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

C4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

Si raccomanda che in fase di progetto una particolare attenzione venga posta nella individuazione e nella definizione delle tolleranze di lavorazione, esecuzione e montaggio, soprattutto per le membrature sensibili a fenomeni di instabilità. Le limitazioni sull'arcuatura contenute nella maggior parte delle regole di classificazione secondo la resistenza meccanica sono inadeguate ai fini della selezione del materiale per questi elementi, e pertanto si raccomanda che venga posta una particolare attenzione alla loro rettilineità.

Si raccomanda che vengano adottati i necessari provvedimenti in fase di stoccaggio, trasporto e costruzione affinché i componenti e gli elementi strutturali di legno e a base di legno non subiscano variazioni di umidità conseguenti ad esposizioni climatiche più severe di quelle attese per la struttura finita.

Prima di essere utilizzato nella costruzione, si raccomanda che il legno sia essiccato fino al valore di umidità appropriato alle condizioni climatiche di esercizio della struttura finita. Limitatamente ai casi previsti al §4.4.15 delle NTC per i quali siano accettate umidità maggiori durante la messa in opera, specifica attenzione verrà posta nella definizione delle condizioni necessarie per un corretto essiccamento in opera prevedendo in fase progettuale gli effetti del processo di essiccamento sul comportamento strutturale.

Nelle regioni dei collegamenti di carpenteria e di quelli meccanici dovrà essere limitata la presenza di nodi, cretti, smussi o altri difetti, che possano ridurre la capacità portante del collegamento.

Se non diversamente previsto in sede progettuale ed espressamente specificato, si raccomanda che i chiodi siano infissi ortogonalmente rispetto alla fibratura e fino a una profondità tale che le superfici delle teste risultino a filo della superficie del legno.

Si raccomanda che il diametro delle preforature non sia maggiore di $0,8 d$, essendo d il diametro del chiodo.

Si raccomanda che i fori nel legno per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di 1 mm rispetto al diametro d del bullone. Si raccomanda che i fori nelle piastre di acciaio per i bulloni abbiano un diametro non maggiore di $\max(2\text{mm}; 0,1d)$.

Al di sotto della testa del bullone e del dado si raccomanda che siano utilizzate rondelle aventi lunghezza del lato o diametro pari ad almeno $3d$ e spessore pari ad almeno $0,1d$ e che le superfici di contatto tra rondella, legno, dado, testa del bullone siano conformi su tutto il loro contorno.

Si raccomanda che bulloni e tirafondi siano serrati in modo tale che gli elementi siano perfettamente accostati. Quando il legno raggiunge l'umidità di equilibrio in fase di costruzione, si deve procedere ad un ulteriore controllo del serraggio al fine di assicurare il mantenimento della capacità portante e della rigidità della struttura.

Per le unioni con spinotti si raccomanda che il diametro dello spinotto non sia minore di 6 mm, che le tolleranze sul suo diametro siano entro $0/+0,1$ mm, che le preforature negli elementi di legno abbiano un diametro non maggiore di quello dello spinotto e che i fori delle eventuali piastre di acciaio abbiano un diametro non superiore a 1 mm rispetto al diametro dello spinotto.

Per viti infisse in legno di conifera, con diametro del gambo liscio $d \leq 6$ mm, non è richiesta la preforatura. Per tutte le viti infisse in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro $d > 6$ mm, è richiesta preforatura tale che:

- il foro-guida per il gambo abbia diametro uguale a quello del gambo stesso e profondità uguale alla lunghezza del gambo;
- il foro-guida per la porzione filettata abbia un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del gambo.

Per legno con massa volumica maggiore di 500 kg/m^3 , si raccomanda che il diametro di preforatura sia determinato tramite prove.

Nei casi in cui la resistenza dell'incollaggio sia un requisito limitativo per la verifica agli stati limite ultimi, si raccomanda che la produzione delle unioni incollate sia sottoposta a controllo di qualità, per assicurare che l'affidabilità e la qualità dell'unione siano conformi alle specifiche tecniche pertinenti.

Si raccomanda che siano seguite le prescrizioni del produttore dell'adesivo, in relazione alla conservazione, miscelazione e applicazione, alle condizioni ambientali necessarie, sia in fase di

applicazione sia in fase di indurimento, all'umidità degli elementi e a tutti i fattori pertinenti al corretto utilizzo dell'adesivo.

Per gli adesivi per i quali il raggiungimento della piena resistenza richiede un periodo di condizionamento dopo l'indurimento iniziale, si raccomanda che l'applicazione di carichi non avvenga per tutto il tempo necessario.

In fase di montaggio della struttura si raccomanda di evitare sovraccarichi sugli elementi o sulle connessioni, di porre particolare attenzione alla rispondenza degli elementi strutturali alle prescrizioni progettuali con riferimento alle condizioni di umidità, alla presenza di distorsione, di spaccature, difetti o imprecisioni di lavorazione in corrispondenza dei giunti, prevedendo eventualmente la sostituzione degli elementi difettosi.

Nelle fasi di immagazzinamento, trasporto o messa in opera si raccomanda che il sovraccarico degli elementi sia accuratamente evitato. Se la struttura è caricata o vincolata provvisoriamente durante la costruzione in maniera differente da quella prevista nelle condizioni di esercizio in opera, si raccomanda che la condizione temporanea sia considerata come uno specifico caso di carico, includendo ogni possibile azione dinamica. Nel caso di strutture a telaio, archi intelaiati, portali intelaiati, si raccomanda di porre particolare cura nell'evitare distorsioni durante il sollevamento dalla posizione orizzontale a quella verticale.

C4.4.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In considerazione delle specifiche caratteristiche dei materiali legnosi, in aggiunta a quanto previsto per le costruzioni realizzate con altri materiali è opportuno, fin dalla fase di progetto, predisporre un dettagliato piano di controlli che comprenda:

- controlli in fase di costruzione;
- controlli sulla struttura completa;
- controlli della struttura in esercizio.

C4.4.16.1 Controlli in fase di costruzione

I controlli in fase di costruzione potranno essere realizzati sia in cantiere sia fuori cantiere, quindi sia in fase di produzione che di esecuzione. Potranno comprendere:

- prove preliminari, per verificare l'idoneità di materiali e dei metodi di produzione;
- verifica di materiali e della loro identificazione come: specie legnosa, classificazione, marcatura, trattamenti e umidità, tipo di adesivo, processo di produzione degli elementi incollati, qualità

della linea di colla, tipo dei mezzi di unione, protezione dalla corrosione degli elementi metallici, modalità trasporto, deposito e conservazione in cantiere, movimentazione dei materiali;

- verifiche dimensionali;
- verifica del montaggio e della messa in opera;
- verifica dei dettagli strutturali come: numero di chiodi, bulloni, dimensioni di fori, caratteristiche dei fori, spaziature e distanze dalle estremità e dai bordi di elementi, rotture a spacco;
- controllo finale del risultato del processo di produzione, per esempio tramite ispezione visuale o prova di carico.

C4.4.16.2 Controlli sulla struttura completa

I controlli sulla costruzione completa sono quelli previsti anche per le altre costruzioni. Le eventuali prove di carico da eseguire a struttura ultimata, così come quelle sui singoli elementi strutturali, anche in fase di costruzione verranno eseguite con riferimento, generalmente, a carichi di prova tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni rare. Le procedure da seguire saranno pertanto limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI-EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del comportamento reologico del legno;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni reologici.

C4.4.16.3 Controlli della struttura in esercizio

Il programma di controllo della struttura in esercizio specificherà le caratteristiche delle ispezioni, dei controlli e delle manutenzioni, adottando quelle misure atte ad assicurare con sufficiente adeguatezza che le condizioni ambientali, strutturali e di utilizzazione permangano e siano conformi alle ipotesi assunte a base del progetto.

Tutte le informazioni necessarie per il corretto utilizzo in esercizio e per la manutenzione della struttura saranno messe a disposizione degli utilizzatori.

C4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA

C4.5.6 Verifiche

C4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Il metodo semplificato proposto introduce una riduzione della resistenza a compressione della muratura per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e effetti geometrici del secondo ordine mediante il coefficiente F .

E' opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti ad esempio alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

E' necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni.

In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale e_1 dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta $f_{d,rid}$ un ulteriore coefficiente Φ_1 valutato dalla tabella 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6e_1/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$.

La verifica di sicurezza viene formulata quindi come $N_d \leq \Phi \Phi_1 f_{dt}l$ dove N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica.

C4.5.6.4 Verifiche alle tensioni ammissibili

E' implicitamente inteso che debbano essere rispettate le aree minime di pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale specificate nella Tabella 7.8.III delle NTC.