2 Travi composte acciaio-calcestruzzo

2.1 Introduzione

Le travi composte acciaio-calcestruzzo sono ottenute considerando la possibile collaborazione tra un profilo metallico e la soletta che vi si collega tramite un appropriato sistema di connessione. La Figura 2.1 mostra diverse tipologie di sezioni per travi composte acciaio-calcestruzzo.

Figura 2.1: diverse tipologie di sezione per travi composte

Nei paragrafi che seguono verranno esposti i punti fondamentali della progettazione di travi composte acciaio-calcestruzzo, adottando il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite secondo quanto specificato dai seguenti documenti normativi nazionali:

- D.M. M.II.TT. 14/01/2008: *Approvazione del nuovo testo sulle nuove Norme Tecniche*, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008 (NTC – D.M. 14/01/2008, nel seguito);
- Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27;
- C.N.R. 10016/2000: "Travi composte in acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

Per gli aspetti eventualmente non coperti dalla normativa nazionale si farà riferimento alle prescrizioni degli Eurocodici, ed in particolare ai due seguenti documenti:

- UNI EN 1994 1-1: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings
- UNI ENV 1993 1-3: General rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting.

2.2 Simboli

I simboli utilizzati nel presente paragrafo sono elencati nel seguito:

- b_{eff} larghezza efficace per la soletta da considerare nelle verifiche di resistenza;
- b_0 distanza trasversale tra i connettori presenti nella generica sezione di trave;
- d diametro del piolo;
- f_u la resistenza a rottura dell'acciaio che costituisce il piolo con ($f_u \leq 500$ MPa);
- f_{ck} il valore caratteristico;
- h_c spessore minimo di calcestruzzo al di sopra della lamiera;
- h_{sc} profondità delle nervature della lamiera grecata;
- h_t altezza complessiva della soletta composta acciaio-calcestruzzo;
- A_s armatura della soletta;
- A_a area della sezione trasversale del profilo metallico;
- G baricentro della sezione composta;
- G_a, G_c baricentri di profilo e soletta, rispettivamente.

Quanto alle grandezze relative alle caratteristiche meccaniche dei materiali si adotta la medesima simbologia prevista dalla Norma Tecnica per le Costruzioni.

2.3 Materiali

I materiali che possono essere impiegati per la realizzazione della soletta e della trave metallica sono i medesimi generalmente utilizzati per la realizzazione di membrature in cemento armato o metalliche. Si rimanda, dunque, a testi e normative relativi a tali sistemi strutturali per la descrizione di tali materiali e delle loro proprietà meccaniche.

Al fine di ridurre il peso delle membrature, vengono spesso utilizzati calcestruzzi con inerti alleggeriti per la cui classificazione si può far riferimento alle indicazioni della EN 1992-1-1 (Eurocodice 2). In particolare, la Tabella 2.1 (tratta appunto da EN 1992-1-1) riporta una classificazione dei calcestruzzi in funzione della loro densità ρ, parametro-chiave per la descrizione delle proprietà meccaniche e delle caratteristiche reologiche di questi calcestruzzi.

Tabella 2.1: Classi di densità per il calcestruzzo con inerti alleggeriti (EN 1992-1-1)

Density class		**1,0**	**1,2**	**1,4**	**1,6**	**1,8**	**2,0**
Density (kg/m^3)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Density (kg/m^3)	Plain concrete	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Reinforced concrete	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Infatti, le caratteristiche meccaniche di calcestruzzi realizzati con inerti leggeri vengono definite diversamente rispetto a quelle del calcestruzzo normale. In particolare, ferme restando le relazioni che legano il valore di f_{ck} alle altre proprietà meccaniche necessarie per l'analisi e la verifica di membrature e sezioni in c.a., si introducono alcuni coefficienti η_i per il calcestruzzo alleggerito, dipendenti dalla densità ρ del calcestruzzo in oggetto.

Con riferimento alla resistenza a trazione, ad esempio, si introduce il seguente fattore $\eta_1 \leq 1.0$:

$$f_{lctm} = \eta_1 f_{ctm} \qquad \eta_1 = 0{,}4 + 0{,}6 \cdot \frac{\rho}{2200} \ . \tag{2.1}$$

Il valore del modulo elastico deve essere, invece, modificato tramite il seguente fattore $\eta_E \leq 1.0$:

$$E_{lcm} = \eta_E E_{cm} \qquad \eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \ . \tag{2.2}$$

Anche le caratteristiche reologiche del calcestruzzo si modificano per effetto della ridotta densità del calcestruzzo. In particolare, le deformazioni viscose (ovvero il coefficiente di viscosità) devono essere moltiplicate per il seguente fattore η_2:

$$\eta_2 = \begin{cases} 1{,}3 & f_{lck} \leq 16\text{MPa} \\ 1{,}0 & f_{lck} \geq 20\text{MPa} \end{cases} \ . \tag{2.3}$$

Infine, il fattore η_3 che riguarda il ritiro finale da essiccamento (final drying shrinkage) si definisce come segue:

$$\eta_2 = \begin{cases} 1{,}5 & f_{lck} \leq 16\text{MPa} \\ 1{,}2 & f_{lck} \geq 20\text{MPa} \end{cases} \ . \tag{2.4}$$

2.4 Definizione delle caratteristiche geometriche della sezione

La verifica di resistenza delle sezioni richiede la necessità di definire per esse una larghezza efficace all'interno della quale sia possibile assumere l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane ovvero di uniformità della distribuzione delle tensioni normali lungo la generica corda della soletta stessa. Infatti, nella realtà le deformazioni taglianti nel piano della soletta, determinano una riduzione delle deformazioni (e delle tensioni in maniera più o meno diretta) a partire dal valore massimo attinto dalle stesse in corrispondenza dell'asse verticale del profilo metallico (Figura 2.2).

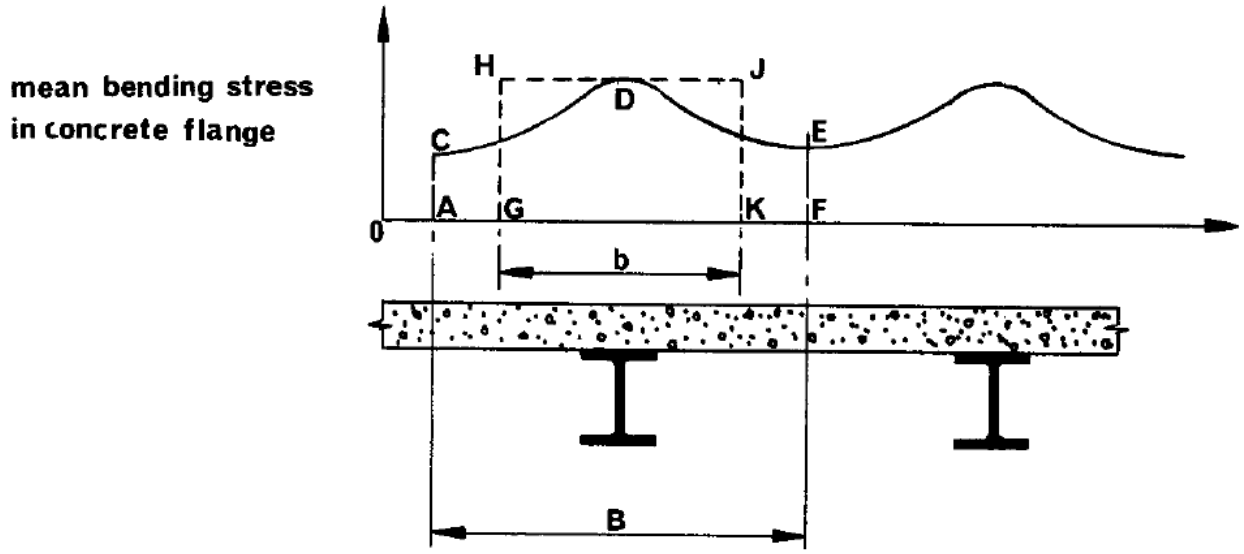


Figura 2.2: Distribuzione non uniforme delle tensioni normali lungo una corda della soletta (shear lag) e definizione della larghezza efficace

In primo luogo, la disuniformità delle tensioni normali determinata da questo fenomeno è essenzialmente funzione dell'entità delle deformazioni taglianti nel piano della soletta, deformazioni che tendono ad essere maggiori quando le campate della soletta sono "piccole". Volendo, pertanto, definire un valore della larghezza efficace (sempre non maggiore di quella fisica) all'interno del quale sia possibile considerare uniforme la distribuzione delle tensioni normali, si può accettare l'idea che tale larghezza risulti proporzionale alla luce L della trave.

In secondo luogo, il fenomeno di *shear lag* è più pronunciato nel caso in cui la soletta risulti fessurata essendo minore in questo caso la continuità del materiale in direzione trasversale. Pertanto, bisogna aspettarsi che la definizione della larghezza efficace dipenda dallo stato di tensione agente sulla soletta ed, in particolare, sia inferiore (perché maggiore è la disuniformità) nel caso di momenti negativi, ovvero in prossimità degli appoggi.

Infine, poiché il fenomeno dello shear lag dipende dalla non uniformità delle deformazioni lungo una corta ortogonale alla trave (e quindi trasversale rispetto all'orditura della soletta) dovuta alle deformazioni taglianti nel piano della soletta, bisogna pure aspettarsi che la corrispondente non uniformità delle tensioni sia più pronunciata nel caso in cui le tensioni siano proporzionali alle deformazioni, ovvero per i livelli di carico corrispondenti al condizioni di esercizio. Nel caso del comportamento ultimo, invece, la tensione (ad esempio quella del calcestruzzo modellato considerando lo stress block o un legame parabola-rettangolo) tende ad essere pari a quella massima e, dunque, questa effetto di non uniformità tende a ridursi.

Le considerazioni di principio enunciate nella prima parte del paragrafo (almeno le prime due relative al ruolo della luce L e dello stato di tensione) possono ritrovarsi nella definizione normativa della larghezza efficace che, secondo la NTC – D.M. 14/01/2008 si pone come segue:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \ , \tag{2.5}$$

essendo:

$$b_{ei} = \min\{L_e/8; b_i\} \ . \tag{2.6}$$

dove b_i e b_0è la semidistanza tra gli assi di due travi adiacenti (ovvero la distanza tra questo e la fine della soletta) come rappresentato in Figura 2.3:

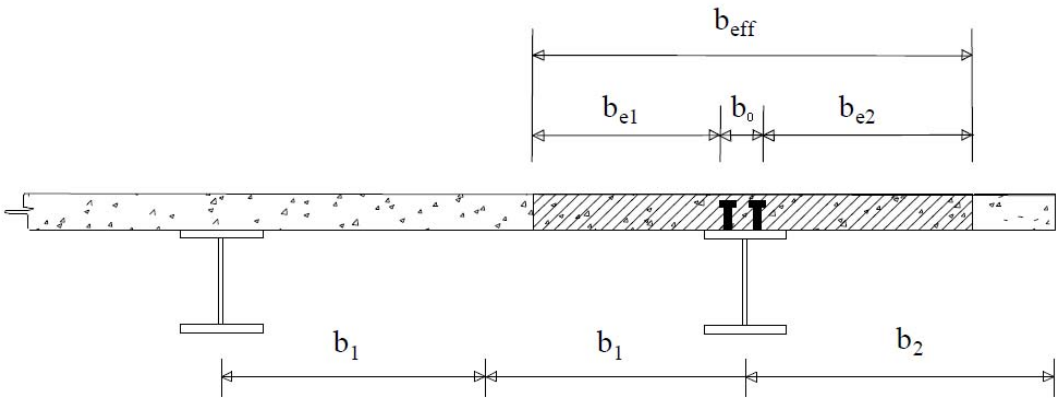
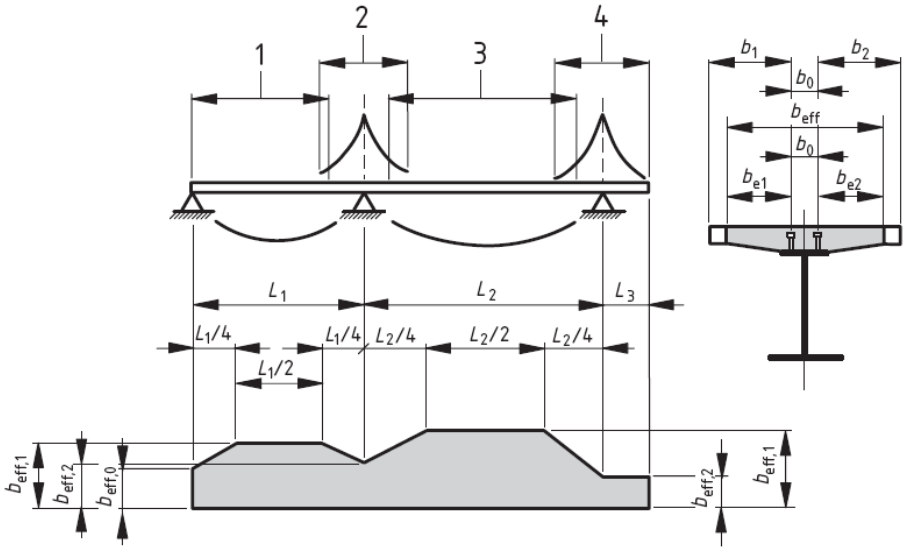


Figura 2.3: Larghezza efficace b_{eff} e b_{ei}

La luce efficace L_e ai fini della definizione delle larghezze bei dipende dalla condizione vincolare della trave, essendo pari a quella "fisica" soltanto nel caso di trave semplicemente appoggiata. Nei casi più generali di vincolo realizzabili all'interno di una travata continua, è possibile definire per L_e i seguenti valori:

- campata di riva L_e=0,85 L;
- campata centrale L_e=0,70 L;
- appoggio centrale L_e=0.25 (L_1+L_2);
- appoggio laterale L_e=2 L_{sb}

secondo la simbologia riportata nella seguente Figura 2.4, nella quale viene pure rappresentata la variabilità della larghezza efficace da assumersi per la verifica di resistenza di sezioni comunque posizionate lungo la lunghezza della trave.



Key

1 $L_e = 0{,}85L_1$ for $b_{eff,1}$

2 $L_e = 0{,}25(L_1 + L_2)$ for $b_{eff,2}$

3 $L_e = 0{,}70L_2$ for $b_{eff,1}$

4 $L_e = 2L_3$ for $b_{eff,2}$

Figura 2.4: Definizione della larghezza efficace (EN 1994-1-1)

I valori di larghezza efficaci così definiti e variabili lungo l'asse della trave continua devono essere utilizzati soltanto per le verifiche di resistenza ed in particolare per le verifiche allo SLU per tensioni normali.

Al contrario, per l'analisi delle sollecitazioni si può assumere una larghezza uniforme lungo le varie campate pari a quella definita per la parte centrale delle travi secondo quanto detto sopra.

2.5 Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni segue le stesse linee valide per le strutture in acciaio e riportate al punto 4.2.3 della NTC – D.M. 14/01/2008. Limitazioni in termini di armatura minima da disporre nelle solette nel caso di sezioni compatte o semi-compatte (classi 1 e 2) sono riportate nel paragrafo 2.15.2 del presente documento.

Nel caso di profilati parzialmente rivestiti, spesso utilizzati (più per le colonne che per le travi composte) con l'obiettivo di aumentare la resistenza all'incendio delle membrature strutturali, è possibile tener conto dell'effetto stabilizzante delle parti in calcestruzzo su quelle in acciaio. I limite di snellezza previsti dalla normativa vigente per la classificazione delle piattabande compresse rivestite in calcestruzzo sono riportate nella Figura 2.5. Al di là dei valori numerici, è importante segnalare un importante aspetto concettuale che risulta dal confronto di tali limiti con quelli validi per le piattabande compresse in membrature in acciaio (cfr. Tabella 4.2.II della NTC – D.M. 14/01/2008). Per le membrature in classe 1, infatti, tali limiti sono perfettamente coincidenti: deve risultare $c/t \leq 9\varepsilon$. Infatti, per tali membrature si prevede la possibilità che esse possano sviluppare completamente una cerniera plastica determinando livelli di deformazione nei materiali tali da determinare la completa fessurazione del calcestruzzo e renderne inefficace l'effetto come vincolo all'instabilità locale delle piattabande.

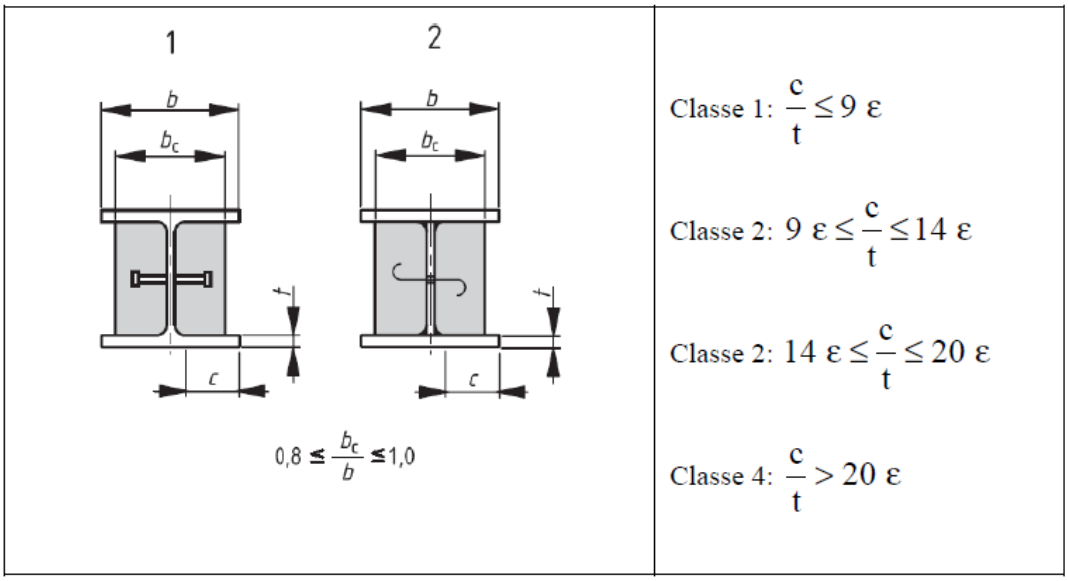


Figura 2.5: Classificazione delle piattabande compresse rivestite (Circolare 2/02/2009)

Diversamente, per i profili appartenenti alle altre classi, ai quali non possono essere richieste elevati livelli di deformazione oltre il limite elastico, il calcestruzzo espleta una significativa funzione di vincolo alla instabilità locale, permettendo un aumento dei limiti di snellezza. In particolare, il limite della snellezza locale per piattabande rivestite in classe 2 (14ε, in Figura 2.5) è lo stesso che determina il passaggio da classe 3 a 4 nel caso di piattabande compresse. Pertanto una piattabanda in acciaio compressa che sia in classe 3 passa in classe 2 per effetto della presenza del calcestruzzo. Similmente viene aumentato il limite di snellezza tra classe 3 e 4 per le piattabande rivestite (20ε, in Figura 2.5) pari al doppio di quello previsto per parti compresse in acciaio in classe 2 (10ε, in Tabella 4.2.II della NTC – D.M. 14/01/2008).

2.6 Metodi di analisi globale

Gli effetti delle azioni possono essere valutati mediante l'analisi globale elastica anche quando si consideri la resistenza plastica, o comunque in campo non-lineare delle sezioni trasversali.

L'analisi elastica globale deve essere utilizzata per le verifiche agli stati limite di esercizio, introducendo opportune correzioni per tenere conto degli effetti non-lineari quali la fessurazione del calcestruzzo, e per le verifiche dello stato limite di fatica.

Per sezioni di classe 3 e 4, essendo sempre richiesta una analisi elastica delle sollecitazione , si debbono considerare esplicitamente gli effetti della sequenza di costruzione e gli effetti della viscosità e del ritiro.

2.6.1 Analisi lineare elastica

Per tenere in conto la fessurazione delle travi composte è possibile utilizzare due metodi. Il primo consiste nell'effettuare una prima analisi "non fessurata" (*uncracked analysis*) in cui l'inerzia omogeneizzata di tutte le travi è pari a quella della sezione interamente reagente EI_1.

Individuate, alla conclusione dell'analisi non-fessurata, le sezioni soggette a momento flettente negativo, nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione, si può eseguire una seconda analisi "fessurata" (*cracked analysis*). In tale analisi la rigidezza EI_1 è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente positivo, mentre la rigidezza fessurata ottenuta trascurando il calcestruzzo teso EI_2 è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente negativo. La nuova distribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni interne è utilizzata per le verifiche agli stati limite di servizio ed ultimo. Il secondo metodo, applicabile alle travi continue in telai controventati in cui le luci delle campate non differiscono tra loro di più del 60%, considera una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidezza EI_2, pari al 15% della luce della campata; la rigidezza EI1 è assegnata a tutte le altre zone.

Nell'analisi delle travi è possibile tenere in conto la viscosità nelle travi di impalcato sostituendo l'area delle porzione in calcestruzzo A_c con aree equivalenti ridotte in ragione del coefficiente di omogeneizzazione n calcolato per breve e lungo termine. Tale coefficiente di omogeneizzazione nL può essere espresso come segue:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \varphi_t) \ , \qquad (2.7)$$

nella quale $n_0=E_a/E_{cm}$, $\varphi_t= \varphi(t,t_0)$ è il coefficiente di viscosità e ψ_L è il moltiplicatore degli effetti di viscosità (*creep multiplier*) e dipende dal tipo di carico, potendo essere scelto come segue (cfr. EN 1992-1-1, paragrafo 5.4.2.2):

- ψ_L=1,1 per carichi permanenti;
- ψ_L=0,55 per gli effetti del ritiro;
- ψ_L=1,5 per gli effetti della eventuale pretensione.

La NTC – D.M. 14/01/2008 consente un approccio semplificato basato sulla scelta di un unico valore del modulo di elasticità efficace del calcestruzzo pari alla metà di quello istantaneo e, dunque, $n_L=2n_0$.

Gli effetti della temperatura devono essere considerati nel calcolo quando influenti. Tali effetti possono solitamente essere trascurati nella verifica allo stato limite ultimo, quando gli elementi strutturali siano in classe 1 o 2 e quando non vi siano pericoli di instabilità flesso-torsionale.

Il momento flettente ottenuto dall'analisi elastica può essere ridistribuito in modo da soddisfare ancora l'equilibrio tenendo in conto gli effetti del comportamento non-lineare dei materiali e tutti i fenomeni di instabilità: dettagli in merito all'entità di tali ridistribuzioni in funzione della classe dei profili e dalla metodologia di analisi saranno descritti nel paragrafo 2.8..

Per le verifiche allo stato limite ultimo, ad eccezione delle verifiche a fatica, il momento elastico può essere ridistribuito quando la trave composta è continua o parte di un telaio controventato, è di altezza costante, non vi è pericolo di fenomeni di instabilità.

Nel caso di travi composte parzialmente rivestite di calcestruzzo, occorre anche verificare che la capacità rotazionale sia sufficiente per effettuare la ridistribuzione, trascurando il contributo del calcestruzzo a compressione nel calcolo del momento resistente ridotto nella situazione ridistribuita.

2.6.2 Analisi plastica

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

2.6.3 Analisi non lineare

L'analisi non lineare deve essere eseguita modellando i materiali tenendo conto di tutte le loro non-linearità e deve essere tenuto in conto il comportamento della connessione a taglio tra gli elementi delle travi composte. L'influenza delle deformazioni sulle sollecitazioni interne deve essere tenuta in conto, rappresentando opportunamente le imperfezioni geometriche.

2.7 Metodi di verifica delle sezioni

Per le sezioni composte acciaio-calcestruzzo è possibile valutare la resistenza applicando tre diverse metodologie di verifica:

- verifica elastica (E);
- verifica plastica (P);
- verifica elasto-plastica (EP).

Il primo metodo si fonda sull'assunzione delle seguenti ipotesi, comuni per la teoria tecnica della trave e generalmente accettate anche per altri sistemi strutturali:

- conservazione delle sezioni piane;
- proporzionalità tra tensioni e deformazioni per entrambi i materiali;
- trascurabilità del contributo statico del calcestruzzo in trazione.

Il secondo metodo si basa sull'assunzione della prima e della terza ipotesi, applicando per il calcestruzzo l'ipotesi semplificata di stress-block.

Quanto all'analisi elasto-plastica, essa si basa sull'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e sull'assunzione di leggi non-lineari per la modellazione del comportamento tensione-deformazione dei materiali.

Nei paragrafi seguenti verranno esposti i dettagli analitici dei primi due metodi, mentre il terzo prescinde dagli scopi di questo corso e non è di corrente applicazione nella pratica tecnica.

2.8 Classificazione e metodi di analisi globale e verifica

La classe delle sezioni di una trave determina la possibilità di scegliere metodi di analisi globale e di verifica della sezione. Ferma restando la possibilità di effettuare analisi elastica globale e le verifiche elastiche (relative alla sezione efficace per le sezioni in classe 4), per le travi con sezioni in classe 1 è possibile effettuare analisi e verifiche plastiche. Per le strutture con sezioni in classe 2 è possibile condurre verifiche plastiche, ma l'analisi globale deve essere elastica.

Infine, per tutte le strutture è possibile eseguire analisi e verifiche elasto-plastiche.

Tabella 2.2: Possibili metodi di analisi globale e verifica sezionale per la varie classi di sezione

Classe della sezione	1 (Plastica)	2 (Compatta)	3 (Semicompatta)	4 (Snella)
Metodo di analisi globale	P	E	E	E
Metodo di verifica della sezione	P	P	E	E*

*con riferimento alla sezione efficace definita secondo la ENV 1993-1-3

Quanto sintetizzato sopra viene esposto con qualche dettaglio nel seguito.

2.8.1 Analisi elastica

Come si è visto nel paragrafo 2.6, sono possibili due diverse tipologie di analisi lineari:

- l'analisi non-fessurata (uncracked analysis), nella quale si assumono rigidezze pari a quelle delle sezioni integre EI_1;
- l'analisi fessurata (cracked analysis), per la quale si tiene conto in maniera semplificata del fenomeno della fessurazione considerando nei tratti fessurati (di dimensioni descritte nel citato paragrafo) una inerzia pari a quella EI_2 dello stato "fessurato".

Gli effetti della non-linearità dei materiali possono essere introdotti in maniera semplificata in funzione dell'entità dei due principali fenomeni da cui essa deriva:

- la fessurazione del calcestruzzo;
- le deformazioni post-elastiche dell'acciaio.

È evidente che, se per la uncracked analysis è necessario considerare entrambi i due fenomeni di sopra, le sollecitazioni derivanti da una cracked analysis tengono già conto dell'effetto della fessurazione. Pertanto, è possibile definire valori del coefficiente di ridistribuzione δ

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} \cdot (1 - \delta) \ , \tag{2.8}$$

maggiori per la uncracked analysis perché maggiore è l'entità dei fenomeni non lineari trascurati da quell'analisi. Sulla base delle stesse premesse concettuali, è pure facile convincersi del fatto che le travi con profili in classe 4 (per i quali si ha instabilità in campo elastico) non possono esserci deformazioni oltre il

limite elastico dell'acciaio e, dunque, le eventuali redistribuzioni derivano dalla sola fessurazione del calcestruzzo. Pertanto le sollecitazioni derivanti da una analisi fessurata per una siffatta trave non potranno ulteriormente essere resistribuite, tenendo già conto dell'effetto della fessurazione.

La Tabella 2.3 mostra i valori (percentuali) massimi che possono essere attribuiti al fattore δ per le varie classi di sezione a partire dalle sollecitazioni ottenute dalle due diverse tipologie di analisi elastica descritte sopra.

Tabella 2.3: Limiti (percentuali) di ridistribuzione del momento sugli appoggi

Classe della sezione	1	2	3	4
Analisi "non-fessurata"	40	30	20	10
Analisi "fessurata"	25	15	10	0

2.8.2 Analisi plastica

L'analisi plastica può essere utilizzata per eseguire le verifiche allo stato limite ultimo quando:

- tutti gli elementi sono in acciaio o composti acciaio-calcestruzzo;
- quando i materiali soddisfano i requisiti indicati al punto 4.3.3.1 della NTC – D.M. 14/01/2008;
- quando le sezioni sono di classe 1;
- quando i collegamenti trave-colonna sono a completo ripristino di resistenza plastica e sono dotati di adeguata capacità di rotazione o di adeguata sovraresistenza.

Inoltre, nelle zone in cui è supposto lo sviluppo delle deformazioni plastiche (cerniere plastiche), è necessario

- che i profili in acciaio siano simmetrici rispetto al piano dell'anima,
- che la piattabanda compressa sia opportunamente vincolata,
- che la capacità rotazionale della cerniera plastica sia sufficiente.

2.9 Verifica a flessione

Secondo quanto detto nei paragrafi precedenti la verifica di sezioni composte acciaio calcestruzzo può essere sempre condotta tramite un approccio elastico. Per le sezioni in classe 1 e 2 si può pure condurre una verifica secondo il metodo plastico che presenta diverse peculiarità per le sezioni composte acciaio-calcestruzzo. Alla verifica elastica è dedicato un breve paragrafo relativo nel quale si richiamano i fondamenti della teoria elastica della flessione e le specificità che essa assume per il caso delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo. La verifica plastica è, invece, discussa con maggior dettaglio nel paragrafo successivo.

2.9.1 Verifica elastica

La verifica elastica si fonda sull'applicazione della formula di Navier alla sezione composta acciaio calcestruzzo. Le varie parti della sezione (calcestruzzo compresso, acciaio per armatura e per carpenteria) sono omogeneizzate generalmente rispetto alla sezione di acciaio strutturale. Di conseguenza, supponendo

con buona approssimazione che l'acciaio delle barre abbia lo stesso modulo di Young di quello per carpenteria metallica, si definisce un coefficiente di omogeneizzazione come segue:

$$n_t = \frac{E_a}{E_{c,t}} \ , \tag{2.9}$$

avendo indicato con $E_{c,t}$ il modulo di elasticità del calcestruzzo ovvero il suo valore efficace al tempo t. La scrittura di sopra enfatizza il fatto che nelle verifiche elastiche è necessario tener conto del comportamento reologico e dell'evoluzione temporale delle tensioni nel calcestruzzo. Volendo trattare tale evoluzione utilizzando gli usuali metodi "algebrizzati" (il metodo EM o AAEM) è possibile definire un valore ridotto E_c di $E_{c,t}$ secondo quanto descritto brevemente nel paragrafo 2.6.1. In mancanza di altre prescrizioni, si può assumere per nt la stessa espressione fornita dalla (2.8) nel paragrafo 2.6.1.

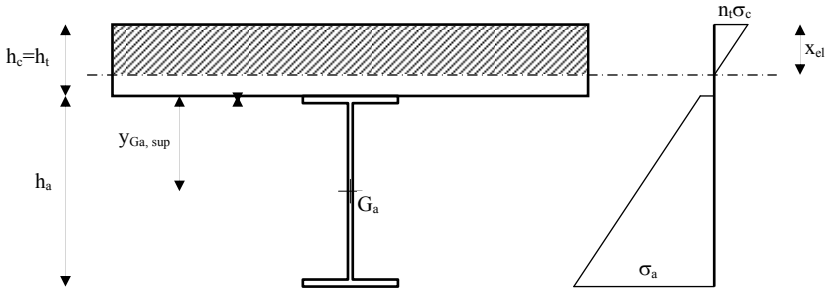


Figura 2.6: Verifica elastica - Distribuzione delle tensioni nel caso di flessione positiva (asse neutro nella soletta)

In linea di principio, la verifica delle tensioni secondo il metodo elastico deve tener conto della sequenza costruttiva e delle evoluzioni temporali delle tensioni che possono subire delle redistribuzioni nell'ambito della stessa sezione per effetto dei fenomeni reologici che caratterizzano il comportamento nel calcestruzzo. Pertanto, dal punto di vista operativo ad ogni condizione di carico corrisponde una sezione resistente caratterizzata dalla presenza o assenza di collaborazione acciaio-calcestruzzo e dal valore efficace da considerare per il calcestruzzo sulla base dell'entità dei parametri che descrivono il comportamento reologico del calcestruzzo e la natura (permanente o variabile) dei carichi. Nel caso della condizione di carico k per la quale la sezione possa considerarsi collaborante e considerando un generico valore efficace del modulo di elasticità $E_c^{(k)}$del calcestruzzo, la ricerca dell'asse neutro che prelude alla determinazione delle proprietà meccaniche della sezione resistente si può condurre come segue (Figura 2.6):

- asse neutro interno alla soletta $x_{el} \le h_c$:

$$\frac{b x_{el}^2}{2 \cdot n_t^{(k)}} + A_s \cdot \left(x_{el} - d'\right) - A_a \cdot \left(h_t + y_{Ga,sup} - x_{el}\right) = 0 \ , \tag{2.10}$$

- asse neutro esterno alla soletta $x_{el} > h_c$:

$$\frac{b h_c}{2 \cdot n_t^{(k)}} \cdot \left(x_{el} - \frac{h_c}{2}\right) + A_s \cdot \left(x_{el} - d'\right) - A_a \cdot \left(h_t + y_{Ga,sup} - x_{el}\right) = 0 \ . \tag{2.11}$$

Nei due casi è possibile definire come segue il momento d'inerzia della sezione reagente distinguendo sempre i due casi di sopra:

- asse neutro interno alla soletta $x_{el} \le h_c$:

$$I_{el}^{(k)} = \frac{b x_{el}^3}{3 \cdot n_t^{(k)}} + A_s \cdot (x_{el} - d')^2 + A_a \cdot (h_t + y_{Ga,sup} - x_{el})^2 \ , \tag{2.12}$$

- asse neutro esterno alla soletta $x_{el}>h_c$:

$$I_{el}^{(k)} = \frac{b h_c^3}{12 \cdot n_t^{(k)}} + \frac{b h_c}{n_t^{(k)}} \cdot \left(x_{el} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + A_s \cdot (x_{el} - d')^2 + A_a \cdot (h_t + y_{Ga,sup} - x_{el})^2 \ . \tag{2.13}$$

In definitiva, la tensione nella fibra a distanza x_i dal lembo superiore indotta dal momento derivante dalla medesima condizione di carico per la quale è stata definita la sezione vale:

- acciaio:

$$\sigma_{a,i}^{(k)} = \frac{M^{(k)}}{I_{el}} \cdot (x_{el} - x_i) \ , \tag{2.14}$$

- calcestruzzo (compresso) $x_i \leq x_{el}$:

$$\sigma_{c,i}^{(k)} = \frac{M^{(k)}}{n_t^{(k)} \cdot I_{el}} \cdot (x_{el} - x_i) \ . \tag{2.15}$$

La tensione all'interno della fibra generica può, dunque, ottenersi per sovrapposizione degli effetti considerando la combinazione di carico in oggetto e sommando le tensioni che derivando dai vari carichi. Il valore di progetto $M_{el,Rd}$ del momento resistente elastico M_{el} rappresenta il momento derivante dalla combinazione che determina il raggiungimento di una delle seguenti tensioni nel calcestruzzo, nelle barre o nell'acciaio:

- $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$ nel calcestruzzo compresso;
- f_{sd} nelle barre di armatura;
- $f_{ad}=f_{yd}$ nell'acciaio da carpenteria.

Considerazioni simili possono essere condotte nel caso di sezione soggetta a momento negativa, per la quale si osserva tipicamente una distribuzione di tensioni come quella rappresentata nella Figura 2.7.

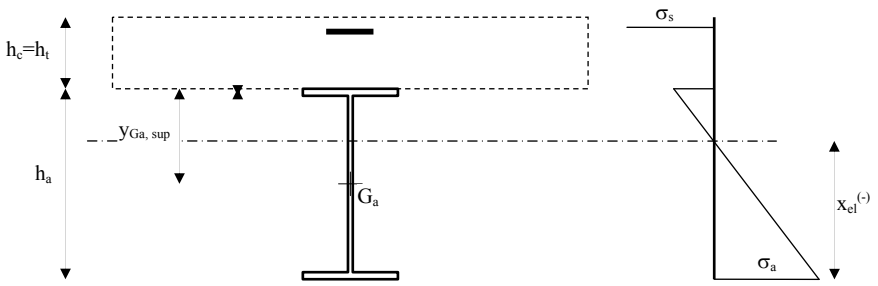


Figura 2.7: Verifica elastica - Distribuzione delle tensioni nel caso di flessione negativa

2.9.2 Verifica plastica

La determinazione del valore di calcolo della resistenza a flessione M_{Rd} può condursi adottando il metodo plastico. In questo caso il momento, determinato nell'ipotesi che la sezione si comporti come se fosse monolitica, ovvero supponendo che esista una completa connessione tra trave e soletta (completo ripristino di resistenza). Nel caso di flessione positiva, si pongono essenzialmente due situazioni:

- asse neutro interno alla soletta $x_{pl} \leq h_c$ (Figura 2.8):

$$N_{c,pl,Rd} \geq 0.85 \cdot b_{eff} x_{pl} f_{cd} = A_a f_{ad} = N_{a,pl,Rd} \Rightarrow x_{pl} = \frac{A_a f_{ad}}{b_{eff} f_{cd}}, \tag{2.16}$$

$$M_{pl,Rd} = 0.85 \cdot b_{eff} x_{pl} f_{cd} \cdot \left(h_t + y_{Ga,sup} - \frac{x_{pl}}{2} \right) = N_{a,pl,Rd} \cdot \left(h_t + y_{Ga,sup} - \frac{x_{pl}}{2} \right), \tag{2.17}$$

- asse neutro esterno alla soletta $x_{pl} > h_t$ (Figura 2.9), se si suppone che l'asse neutro tagli l'ala superiore $x_{pl} \leq h_t + t_f$ si possono scrivere le seguenti relazioni analitiche:

$$N_{c,pl,Rd} = 0.85 \cdot b_{eff} h_c f_{cd} + 2 f_{ad} \cdot \left(x_{pl} - h_t \right) = A_a f_{ad} = N_{a,pl,Rd} \quad . \tag{2.18}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{c,pl,Rd} \cdot \left(h_t + y_{G\,sup} - \frac{h_c}{2} \right) + \left(N_{a,pl,Rd} - N_{c,pl,Rd} \right) \cdot \left(y_{G\,sup} - \frac{x_{pl} - h_t}{2} \right). \tag{2.19}$$

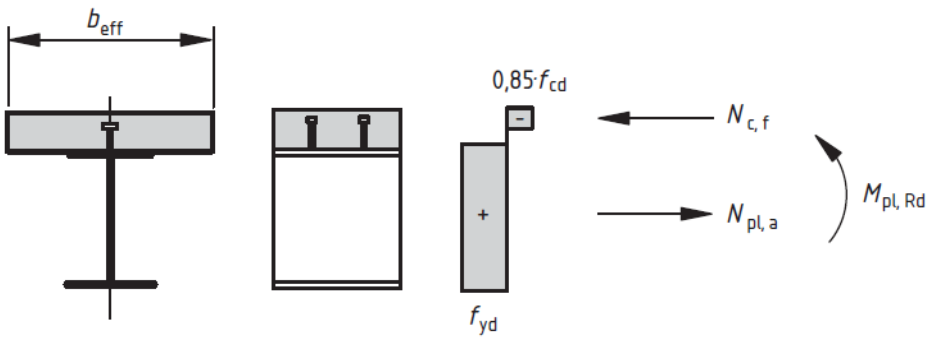


Figura 2.8: Verifica plastica - Distribuzione delle tensioni nel caso di flessione positiva (asse neutro nella soletta)

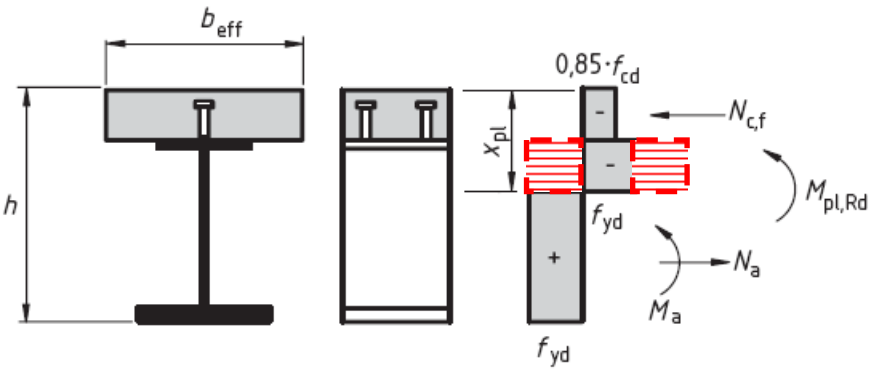


Figura 2.9: Verifica plastica - Distribuzione delle tensioni nel caso di flessione positiva (asse neutro nel profilo metallico)

Sulla base di quanto detto sopra, si osserva che, in ogni caso, la risultante $N_{c,f}$ delle tensioni di compressione agenti sulla soletta in cemento armato nel caso di completa connessione può definirsi come segue:

$$N_{c,f} = \min\{N_{c,pl,Rd}; N_{a,pl,Rd}\} \ . \tag{2.20}$$

Nel caso di momento negativo, la ricerca dell'asse neutro (generalmente interno all'anima del profilo metallico) ed il calcolo del momento plastico si possono condurre sulla base di considerazioni simili a quelle esposte in precedenza:

$$N_{a,pl,Rd} = A_s f_{sd} + 2 \cdot f_{ad} \cdot \left[b_f t_f + t_w \cdot \left(h_a - t_f - x_{pl}^{(-)} \right) \right], \tag{2.21}$$

$$M_{pl,Rd}^{(-)} = A_s f_{sd} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_t - d' \right) +$$
$$+2f_{ad} \cdot \left[b_f t_f \cdot \left(\frac{h_a}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + t_w \cdot \left(h_a - t_f - x_{pl}^{(-)} \right) \cdot \left(y_{Ga,sup} - \frac{h_a}{2} - \frac{t_f}{2} - \frac{x_{pl}^{(-)}}{2} \right) \right] \cdot \tag{2.22}$$

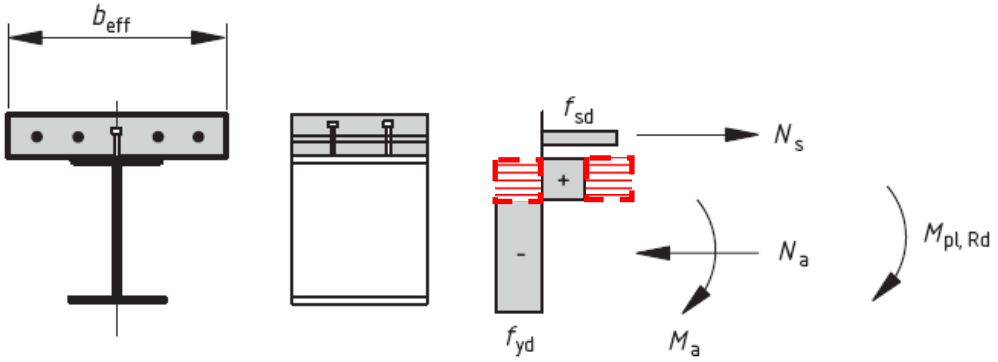


Figura 2.10: Verifica plastica - Distribuzione delle tensioni nel caso di flessione negativa

2.10 Verifica a taglio

La verifica a taglio si conduce come per il caso di travi in acciaio, verificando che il valore di progetto del taglio sollecitante V_{Ed} risulti non maggiore del corrispondente valore resistente $V_{c,Rd}$ definito al punto 4.2.4.1.2 della NTC – D.M. 14/01/2008:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \tag{2.23}$$

essendo

$$A_v = A - 2bt_f + \left(t_w + 2r \right) t_f \,. \tag{2.24}$$

Anche per il caso delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo è necessario tener conto della cosiddetta "interazione taglio-momento", ovvero la riduzione della resistenza a flessione M_{Rd} che deve essere considerata quando il taglio V_{Ed}>0,5 $V_{c,Rd}$. Tale riduzione deriva dalla riduzione della tensione di snervamento dell'anima della trave dovuto alla contemporanea presenza di tensioni tangenziali dovuto al taglio. In particolare, definito il fattore seguente

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2 , \tag{2.25}$$

la tensione di snervamento a trazione si ottiene come segue $\left(1 - \rho\right) f_{yk}$.

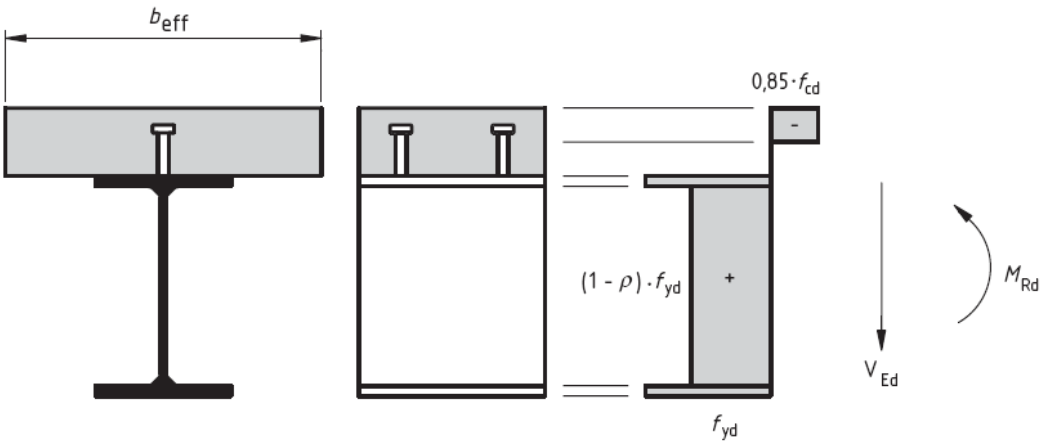


Figura 2.11: Effetto dell'interazione taglio-momento sulla resistenza ultima a flessione

2.11 Sistemi di connessione

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo. Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Il presente paragrafo si applica unicamente a connettori che possono essere classificati come "duttili" ovvero, caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente per consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo. In particolare, l'EN 1994-1-1 definisce duttili i connettori che siano capaci di uno scorrimento il cui valore caratteristico sia di almeno 6 mm. La procedura per la definizione di tale scorrimento ultimo è definita nell'appendice B dell'EN 1994-1-1. Tale scorrimento corrisponde ad una resistenza residua pari all'80% di quella massima. Il suo valore caratteristico è convenzionalmente definito tramite una procedura statistica o riducendo del 10% lo scorrimento minimo desunto da push-tests standard.

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

Nel seguito sono esposti metodi di calcolo per connessioni a taglio che impiegano pioli con testa in cui la trazione agente sul singolo connettore a taglio risulta minore di 1/10 della sua resistenza ultima. I connettori a piolo devono essere "duttili", secondo la definizione richiamata sopra, per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico.

Per applicazioni sui ponti (ambito che prescinde dagli scopi del presente corso) possono imporsi ulteriori limitazioni, in merito, ad esempio, alla distanza tra i pioli. Tali limitazioni possono determinarsi da normative di comprovata validità come la EN 1994-2.

La resistenza di calcolo P_{Rd} del connettore a taglio si definisce introducendo i due seguenti valori $P_{Rd,a}$ e $P_{Rd,c}$ associati, rispettivamente, alla possibile crisi per tranciamento del connettore ed allo schiacciamento locale del calcestruzzo nel suo intorno:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_{M2}}, \tag{2.26}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0,29 \alpha d^2 \left(f_{ck} E_c\right)^{0,5}}{\gamma_{M2}}, \tag{2.27}$$

con

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\dfrac{h_{sc}}{d} + 1\right) & \text{per } 3 \le h_{sc}/d \le 4 \\ 1,0 & \text{per } h_{sc}/d > 4 \end{cases}, \tag{2.28}$$

nelle quali si è inserito il fattore γ_{M2}=1,25, introdotto nella NTC per la determinazione dei valori di calcolo delle connessioni in acciaio (la NTC denota con γ_v lo stesso fattore assegnandogli comunque il medesimo valore numerico). In ogni caso, il valore di calcolo della resistenza P_{Rd} della connessione a taglio è pari al minimo tra i due valori:

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd,a}; P_{Rd,c}\}, \tag{2.29}$$

I valori di P_{Rd} vanno ridotti nel caso di solette gettate su lamiera grecata. L'evidenza sperimentale ha, infatti, dimostrato che il valore della resistenza si riduce per effetto della minore quantità di calcestruzzo presente nell'intorno del connettore, sebbene prove cicliche dimostrino un può lento decadimento di tale resistenza sotto azioni cicliche. La normativa trascura in generale questo secondo effetto e tende a penalizzare la resistenza del connettore in solette con lamiera grecata introducendo un opportuno fattore definito sulla base delle caratteristiche geometriche del sistema di connessione, della soletta e della lamiera grecata. In particolare, nel caso di lamiere grecate ordite longitudinalmente all'asse della trave tale fattore k_l si definisce come segue:

$$k_l = 0,6 \cdot b_0 \cdot \frac{\left(h_{sc} - h_p\right)}{h_p^{\,2}} \le 1,0, \tag{2.30}$$

essendo h_{sc} l'altezza totale del connettore, hp la profondità della nervatura metallica e b_0 la larghezza della sua corda di riferimento, definita secondo lo schema della Figura 2.12. Nell'equazione (2.30) il valore di hsc non può superare il limite h_p+75 mm.

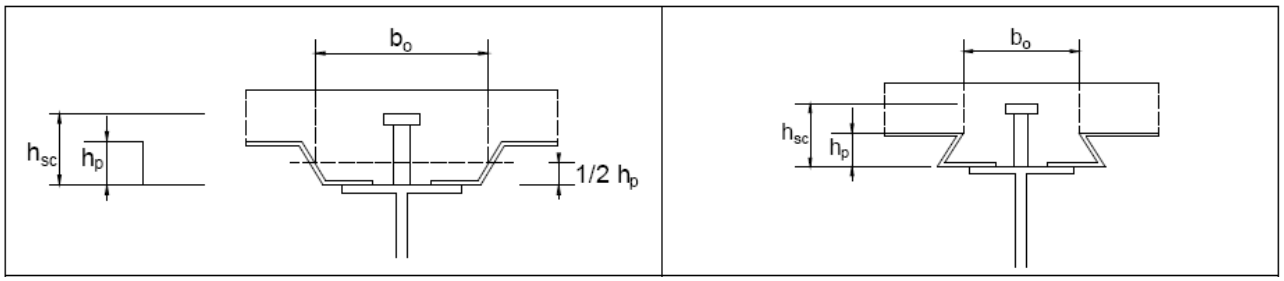


Figura 2.12: Disposizione della lamiera grecata ordita trasversalmente

Nel caso di nervature della lamiera grecata disposte trasversalmente rispetto all'asse della trave, va considerato il seguente fattore riduttivo per la resistenza della connessione:

$$k_t = 0,7 \cdot b_0 \cdot \frac{\left(h_{sc} - h_p\right)}{h_p^{\,2} \cdot \sqrt{n_r}}, \tag{2.31}$$

nella quale n_r è il numero di pioli posto all'interno della generica greca; il valore di k_t deve comunque rientrare nelle limitazioni esposte dalla Tabella 2.4.

Tabella 2.4: Valori limite del fattore k_t

Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $\phi \leq 20$mm e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo – diametro pioli 19 o 22 mm
Nr=1	≤1,0	0,85	0,75
	>1,0	1,0	0,75
Nr=2	≤1,0	0,70	0,60
	>1,0	0,8	0,60

Si precisa che la relazione (2.31) è ritenuta valida se $h_p \leq 85$mm e $b_0 \geq h_p$ e con connettori di diametro massimo pari a 20 mm nel caso di saldatura attraverso la lamiera e pari a 22 mm nel caso di lamiera forata

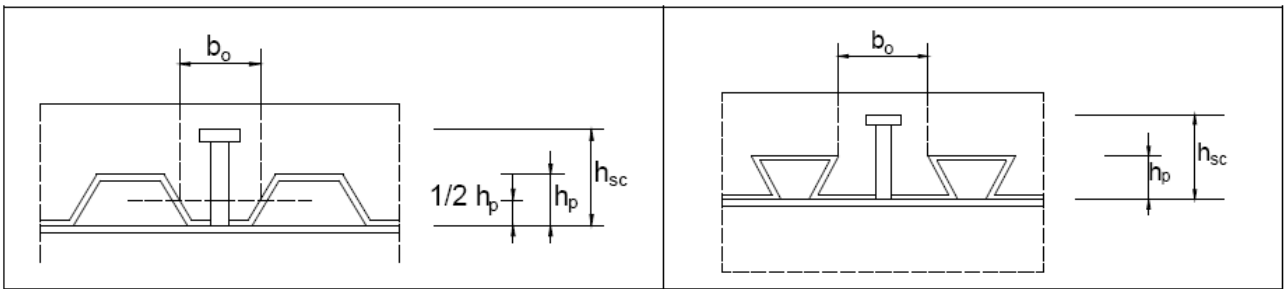


Figura 2.13: Disposizione della lamiera grecata ordita longitudinalmente

Per altri tipi di connettori, quali connettori a pressione, uncini e cappi, connettori rigidi nelle solette piene, la resistenza a taglio si deve valutare secondo normative di comprovata validità.

2.12 Travi composte a parziale connessione

Quando le sezioni di solo acciaio sono compatte (classe 1 e 2) e sono progettate utilizzando il metodo plastico, si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori. Il grado di connessione η è inteso, perciò, come il rapporto tra il numero dei connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta, n_f, ed il numero effettivo di connessioni a taglio presenti, n.

2.12.1 Verifica elastica

Nel caso in cui la verifica a flessione venga condotta tramite il metodo plastico, la progettazione del sistema di connessione deve essere condotto valutando il flusso delle tensioni di interfaccia τb tramite relazioni di tipo elastico come la formula di Jourawsky:

$$\tau b = \frac{V_{Ed} \cdot A_c \cdot d_{Gc}}{I_{el}}, \tag{2.32}$$

dove d_{Gc} è la distanza tra il baricentro geometrico della sezione (resistente) della soletta, A_c la sua area (o la sua parte compressa nel caso di asse neutro elastico passante per la soletta) e I_{el} rappresenta il momento d'inerzia della sezione composta. Anche per il calcolo delle tensioni tangenziali è necessario tener conto, nel caso di verifica elastica, della sequenza costruttiva e della variabilità delle tensioni dovute ai fenomeni reologici che hanno sede nel calcestruzzo. Pertanto, si applicano, per il calcolo del flusso delle t di interfaccia le stesse considerazioni già introdotte per la verifica elastica in termini a flessione.

Nel caso di verifiche elastiche non è ovviamente possibile pensare a realizzare condizioni di parziale connessione e, dunque, nel tratto di lunghezza Δz cui si riferisce il taglio V_{Ed} è necessario disporre connettori di resistenza P_{Rd} con passo i_c valutato come segue, nelle stesse ipotesi invocate per la (2.46):

$$i_c = \frac{\Delta z}{n_f} = \frac{\Delta z}{\frac{\tau b \Delta z}{P_{Rd}}} = \frac{P_{Rd} \cdot I_{el}}{V_{Ed} \cdot A_c \cdot d_{Gc}}. \tag{2.33}$$

Pertanto, in linea di principio per connettori calcolati secondo il metodo elastico, il passo dovrebbe essere inversamente proporzionale al V_{Ed} e, dunque, variabile lungo l'asse della trave nel caso di taglio variabile. Il metodo elastico va necessariamente applicato come è stato già detto, nel caso di sezioni in classe 3 e 4; inoltre, è necessario ricorrere a tale metodo per la verifica a taglio nel caso di connettori non duttili, secondo la definizione riportata nel paragrafo (2.13).

2.12.2 Verifica plastica

Come per la verifica a flessione, il calcolo del sistema di connessione può essere condotto secondo una metodologia plastica. In particolare, nel caso di connettori duttili, per i quali nella sostanza si può ritenere che la loro reazione valga P_{Rd} in maniera sostanzialmente indipendente dallo scorrimento registrato all'interfaccia, è possibile dimensionare il sistema di connessione disponendo tra due sezioni critiche della trave un numero di connettori sufficienti al completo ripristino di resistenza delle sezioni trasversale.

Nel paragrafo 2.12.2 si è dimostrato che in ogni caso la risultante $N_{c,f}$ delle compressioni sulla soletta in una sezione soggetta al momento plastico positivo $M_{pl,Rd}$ è data dalla (2.20). Similmente si può comprendere come la risultante delle trazioni nell'armatura in una sezione soggetta al momento plastico negativo $M_{pl,Rd}^{(-)}$ vale $N_{c,f}^{(-)}=A_s f_{sd}$.

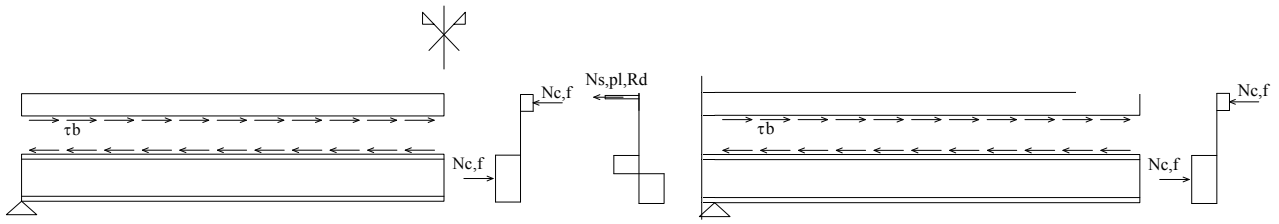
Pertanto nel caso di una trave semplicemente appoggiata, la connessione deve essere capace di equilibrare il flusso delle tensioni τb di interfaccia nel tratto tra la sezione di mezzeria e quello di momento

nullo pari proprio a $N_{c,f}$ (Figura 2.14a). Di conseguenza il numero di connettori che è necessario disporre per raggiungere le condizioni di completo ripristino della resistenza plastica può valutarsi come segue:

$$n_f = \frac{N_{c,f}}{P_{Rd}} \ , \tag{2.34}$$

il cui passo, fatte salve le limitazioni esposte nel paragrafo 2.13 può essere assunto uniforme lungo l'asse della trave. Nel caso della campata di una trave composta continua, invece, le sezioni critiche sono quelle in cui, a collasso, si verificano il momento plastico positivo e negativo (Figura 2.14b); nella distanza che le divide deve essere disposto un numero di connettori calcolato come segue al fine di ottenere una completa connessione:

$$n_f = \frac{N_{c,f} + N_{c,f}^{(-)}}{P_{Rd}} \ . \tag{2.35}$$



a) Trave semplicemente appoggiata **b) Trave continua**

Figura 2.14: Sollecitazioni sul sistema di connessione nel caso di verifica plastica

Se il numero di connettori risulta inferiore a tale numero n_f, si ottiene la condizione di parziale connessione e $\eta = n/n_f$ rappresenta appunto il grado di connessione.

In questo caso la risultante delle compressioni nella soletta non potrà più essere uguale al valore $N_{c,f}$, ma sarà $N_c = \eta\ N_{c,f}$. La Figura 2.15 mostra il diagramma di sollecitazioni che viene a determinarsi quando sia la risultante delle compressioni nel calcestruzzo che (per equilibrio delle tensioni sulla sezione) quella delle trazioni nell'acciaio sono pari a N_c. La condizione di parziale interazione comporta sempre la presenza di due assi neutri, uno nella soletta a profondità x_c:

$$0.85 \cdot b_{eff} x_c f_{cd} = N_c \Rightarrow$$

$$x_c = \frac{N_c}{0.85 \cdot b_{eff} f_{cd}} \le \frac{N_{c,f}}{0.85 \cdot b_{eff} f_{cd}} = \frac{\min\left\{N_{c,pl,Rd}, N_{a,pl,Rd}\right\}}{0.85 \cdot b_{eff} f_{cd}} \le \frac{N_{c,pl,Rd}}{0.85 \cdot b_{eff} f_{cd}} = \frac{b_{eff} h_c f_{cd}}{0.85 \cdot b_{eff} f_{cd}} \le h_c \tag{2.36}$$

e, l'altro nel profilo metallico determinabile a seconda che si trovi:

- nell'ala superiore $x_a \le t_f$:

$$N_{a,pl,Rd} - 2 b_f x_a f_{ad} = N_a = N_c \Rightarrow x_a = \frac{N_{a,pl,Rd} - N_c}{2 b_f f_{ad}} \tag{2.37}$$

- nell'anima $t_f < x_a \le h_a - t_f$:

$$N_{a,pl,Rd} - 2 b_f t_f f_{ad} - 2 t_w (x_a - t_f) f_{ad} = N_a = N_c \Rightarrow$$

$$x_a = \frac{N_{a,pl,Rd} - N_c - 2 b_f t_f f_{ad} + 2 t_w t_f f_{ad}}{2 t_w f_{ad}} \ . \tag{2.38}$$

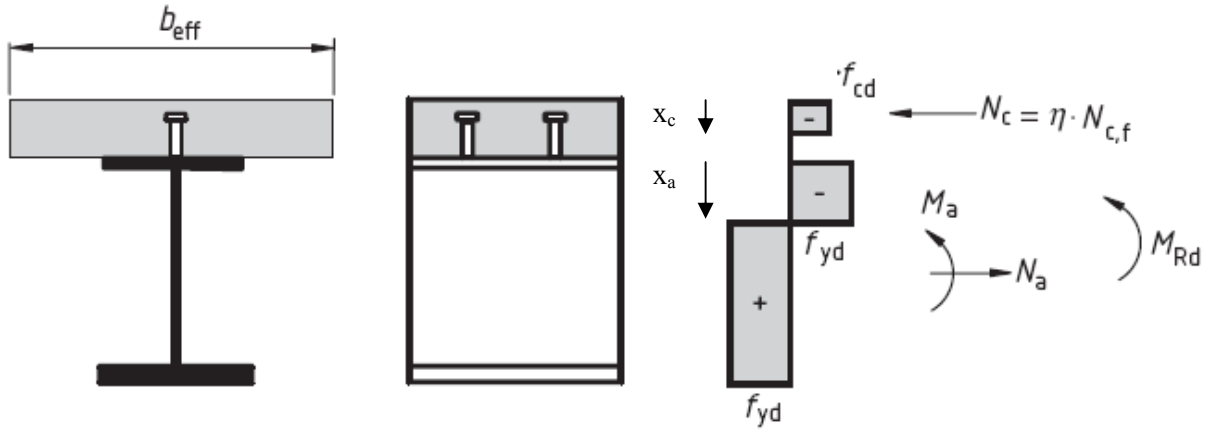


Figura 2.15: Tensioni allo SLU per tensioni normali nel caso di parziale connessione η (EN 1994-1-1, Figure 6.4)

Il valore di calcolo M_{Rd} del momento può dunque calcolarsi valutando la risultante delle tensioni interne, la cui distribuzione è descritta dai valori dalla posizione degli assi neutri x_c e x_a:

- per $x_a \leq t_f$:

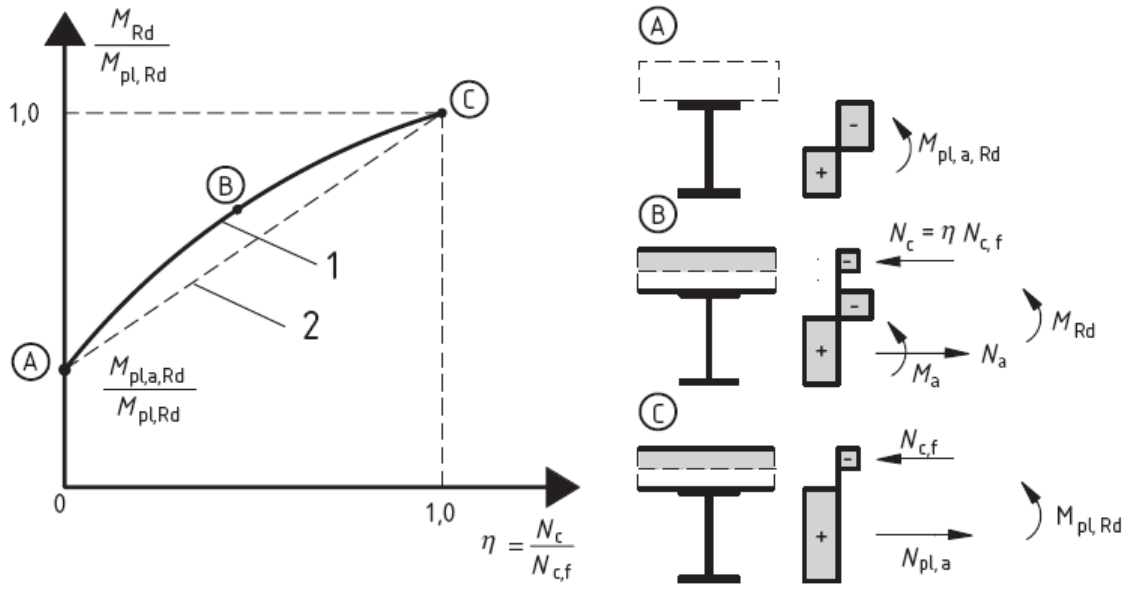
$$M_{Rd} = N_c \cdot \left(y_{G\,sup} + h_t - \frac{x_c}{2} \right) + 2 \cdot b_f \cdot x_a \cdot f_{ad} \cdot \left(y_{Ga,sup} - \frac{x_a}{2} \right) \tag{2.39}$$

- per $t_f < x_a \leq h_a - t_f$:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= N_c \cdot \left(y_{G\,sup} + h_t - \frac{x_c}{2} \right) + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{ad} \cdot \left(y_{Ga,sup} - \frac{t_f}{2} \right) + \\ &+ 2 \cdot t_w \cdot \left(x_a - t_f \right) \cdot f_{ad} \cdot \left(y_{Ga,sup} - \frac{x_a + t_f}{2} \right) \end{aligned} \tag{2.40}$$

In ogni caso, il valore del momento dipende direttamente ed indirettamente da N_c e, dunque, dal grado di connessione η ipotizzato per la trave in oggetto. Pertanto, ad ogni valore di $\eta \in [0,1]$ è possibile associare un valore di tale momento resistente M_{Rd}. In linea di principio, tale valore varia tra il momento plastico $M_{pl,Rd}$ della sezione composta a completo ripristino di resistenza e quello $M_{a,pl,Rd}$ della sezione di solo acciaio. Il primo estremo si attinge quando η=1, mentre si tende al secondo estremo quanto η tende a zero e le due componenti risultano non collegate e possono inflettersi indipendentemente: in quel caso il momento resistente plastico della soletto è trascurabile rispetto a $M_{a,pl,Rd}$.

Rappresentando il rapporto $M_{Rd}/M_{pl,Rd}$ sulle ordinate di un sistema di riferimento alle cui ascisse sia riportato il grado di connessione η, la curva che si ottiene per tale rapporto al variare di η risulta ovviamente crescente e variabile tra $M_{a,pl,Rd}/M_{pl,Rd}$ e l'unità. Meno ovviamente, la curva che si ottiene (curva ABC in Figura 2.16) al variare di η risulta convessa e, dunque, la sua approssimazione lineare sull'intervallo $\eta \in [0,1]$ risulta sempre a vantaggio di sicurezza.



Key

1 plastic theory

2 simplified method

Figura 2.16: Momento resistente in funzione del grado di connessione EN 1994-1-1, Figure 6.5)

Pertanto, il valore del momento plastico M_{Rd} in condizioni di parziale interazione può essere calcolato in via semplificata ed a vantaggio di sicurezza, tramite la seguente relazione lineare:

$$M_{Rd} = M_{a,pl,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}\right) \cdot \eta \leq M_{pl,Rd} \quad . \tag{2.41}$$

2.12.3 Verifica elasto-plastica

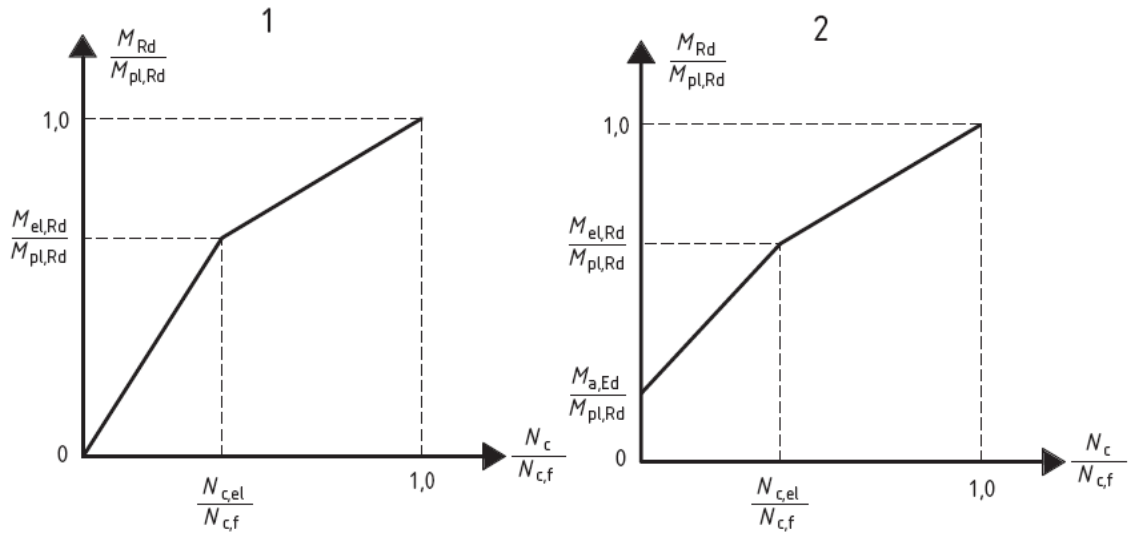
Il valore del momento plastico calcolato con il metodo plastico in condizioni di completa o parziale interazione non tiene conto della sequenza esecutiva e della possibile evoluzione temporale delle tensioni all'interno della sezione. Al contrario, se si calcola la connessione tramite un approccio elasto-plastico anche seguendo un approccio semplificato, si può tener conto in particolare delle diverse fasi costruttive che si realizzano nel caso di trave puntellata e non puntellata.

In primo luogo, si osserva che in condizioni ultime si sviluppa comunque il momento plastico nelle sezioni critiche (e per profili in classe 1 e 2), a prescindere dal procedimento costruttivo. Pertanto le quantità $M_{pl,Rd}$, $N_{c,f}$ e n_f definite per la verifica plastica hanno senso anche per la verifica elasto-plastica.

In condizioni di getto, invece, per le travi non puntellate si determina un momento $M_{a,Ed}$, corrispondente sostanzialmente ai pesi propri di trave e soletta, che sostenuto dalla sola parte metallica e, dunque, indipendente dal sistema di connessione. In altre parole, tale momento viene portato dalla trave metallica anche in caso di connessione assente η=0. Nel caso di travi puntellate, invece, tale momento è sostanzialmente trascurabile per la presenza di sostegni temporanei che riducono sensibilmente le sollecitazioni indotte dal peso del getto di calcestruzzo (comunque non reagente in fase di getto) e la parte

metallica. Pertanto, nel caso di travi puntellate non è possibile sostenere alcun carico (ovvero sopportare alcun momento $M_{a,Ed}$) senza sollecitare la connessione a taglio.

I due punti estremi sono riportati nella Figura 2.17 per i casi di trave puntellata (propped, caso 1) e non puntellata (unpropped, caso 2), evidenziando la differenza tra i due casi che si è descritta sopra. Un altro punto "notevole" è quello relativo al momento $M_{el,Rd}$ determinato per i due casi in specie, secondo il procedimento descritto nel paragrafo 2.9.1. In corrispondenza del momento elastico è possibile valutare la risultante $N_{c,el}$ delle tensioni di compressione nella soletta che saranno senz'altro minore di $N_{c,f}$. Con un ragionamento simile a quello sviluppato nel paragrafo precedente e visualizzato nella Figura 2.14, è possibile rendersi conto del fatto che la risultante delle tensioni presenti nella soletta quando il momento vale $M_{el,Rd}$ è proprio pari a $N_{c,el}$: pertanto, è possibile posizionare nei due diagrammi di Figura 2.17 un punto intermedio nel quale si accoppia il momento resistente elastico $M_{el,Rd}$ con la corrispondente risultante delle compressioni nel calcestruzzo e, quindi, il minimo grado di connessione $_{Nc,el/Nc,}$f richiesto in quella situazione.



Key

1 propped construction

2 unpropped construction

Figura 2.17: Momento resistente in funzione del grado di connessione – analisi elastica (EN 1994-1-1, Figure 6.6)

Poiché per $M_{Ed} \leq M_{el,Rd}$ i materiali sono in campo elastico e, dunque, le tensioni sono sostanzialmente lineari (a meno di variazioni della sezione efficace legate ad esempio alla modellazione dei fenomeni reologici che hanno sede nel calcestruzzo), allora il tratto che collega il punto corrispondente alla connessione assente e quello alla connessione al limite elastico $N_{c,el}/N_{c,f}$, può ritenersi lineare. Quanto al tratto che unisce il punto ad $\eta = N_{c,el}/N_{c,f}$ e l'unità, l'ipotesi di linearità deriva dalle assunzioni fatte nel paragrafo precedente con riferimento al comportamento plastico.

2.13 Dimensionamento e verifica del sistema di connessione

Nei casi in cui è possibile progettare una trave in condizioni di parziale connessione (partial shear interaction) o parziale ripristino di resistenza, il grado di connessione η definito nel paragrafo 2.12 deve rispettare le seguenti limitazioni dipendenti dalla luce di riferimento L_e e dal tipo di acciaio utilizzato per la realizzazione del profilo metallico e la sua tensione al limite di snervamento f_{yk}:

- profili con ali uguali

$$\begin{aligned} &L_e \le 25 \qquad \eta \ge 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)\cdot\left(0{,}75 - 0{,}03\cdot L_e\right) \qquad \eta \ge 0{,}4 \\ &L_e > 25 \qquad \eta \ge 1 \end{aligned} \tag{2.42}$$

- profili con ala inferiore almeno tre volte maggiore di quella superiore:

$$\begin{aligned} &L_e \le 25 \qquad \eta \ge 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)\cdot\left(0{,}30 - 0{,}015\cdot L_e\right) \qquad \eta \ge 0{,}4 \\ &L_e > 25 \qquad \eta \ge 1 \end{aligned} \tag{2.43}$$

Nei casi in cui il rapporto tra l'area dell'ala inferiore e quello superiore abbia valore intermedio tra 1 e 3 si possono assumere limitazioni derivate dall'interpolazione lineare delle relazioni (2.42) e (2.43).

Se valgono ulteriori condizioni elencate nel seguito:

a) i pioli hanno altezza totale dopo la saldatura non minore di 76 mm e il gambo ha diametro nominale di 19 mm;
b) la sezione in acciaio è formata a caldo o saldata con forma ad I o H ed ali uguali;
c) la soletta in calcestruzzo è composta con lamiera grecata che corre perpendicolarmente alla trave con nervature in calcestruzzo continue su di essa;
d) esiste un connettore per nervatura posizionato centralmente o in maniera alternata;
e) per la lamiera con $b_0/h_p \ge 2$ e $h_p \ge 60$ mm

si possono determinare le seguenti limitazioni inferiori per il grado di connessione, limitazioni che risultano meno restrittive di quelle esposte sopra:

$$\begin{aligned} &L_e \le 25 \qquad \eta \ge 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)\cdot\left(1{,}0 - 0{,}40\cdot L_e\right) \qquad \eta \ge 0{,}4 \\ &L_e > 25 \qquad \eta \ge 1 \ . \end{aligned} \tag{2.44}$$

2.14 Verifiche allo SLE

Per le travi composte acciaio calcestruzzo è necessario controllare anche le prestazioni in condizioni di servizio, effettuando le opportune verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Nel seguito si descrivono fondamenti teorici, prescrizioni normativi e qualche dettaglio procedurale per l'esecuzione delle verifiche nei confronti dei più comuni SLE. Aspetto fondamentale, comune a tutte le verifiche e derivante dall'ipotesi che i materiali si comportino in campo elastico, è la necessità di considerare la sequenza esecutiva e la natura dei

carichi nella determinazione delle sollecitazioni al fine di tener conto delle caratteristiche reologiche dei materiali.

2.14.1 Stato Limite di Fessurazione

Lo stato limite di fessurazione può essere verificato secondo le medesime metodologie esposte nel caso delle solette composte, peraltro comuni alla verifica di membrature in c.a. Tali verifiche possono essere omesse quando nella soletta è disposta un'armatura longitudinale dimensionata rispettando i minimo in termini di rapporto geometrico, diametri massimi e distanze massime d'interferro esposti nel seguente paragrafo 2.15.2.

2.14.2 Stato Limite di Deformazione

In linea di principio, la valutazione delle frecce in esercizio di travi composte acciaio calcestruzzo andrebbe condotta considerando, oltre al comportamento elastico lineare prevalente, anche gli effetti di non linearità indotti dalla fessurazione del calcestruzzo e dalla *parziale interazione* trave-soletta dovuta alla presenza di una connessione generalmente deformabile, anche nei casi in cui si predispone il completo ripristino di resistenza (*completa connessione*).

L'effetto della parziale interazione può essere trascurato nel calcolo delle frecce se valgono le seguenti condizioni:

- la connessione è progettata secondo le indicazioni riassunte nel paragrafo 2.13;
- il numero n di connettori non è inferiore della metà di n_f o la sollecitazione calcolata sul singolo connettore in condizioni elastiche non ecceda P_{Rd};
- nel caso di soletta su lamiera grecata con nervature ortogonali all'asse della trave, la profondità h_p di tali nervature non superi 80 mm.

Per travi con sezioni critiche in classe 1, 2 e 3 le frecce possono determinarsi tramite una procedura semplificata che consenta di tener conto della ridistribuzione dei momenti derivante dalla riduzione di rigidezza flessionale indotta dalla fessurazione. In tutti gli appoggi interni nei quali la tensione σ_{ct} superi 1,5 f_{ctm} (o f_{lctm}), il momento sollecitante calcolato secondo una analisi non fessurata può essere moltiplicato per un fattore f_l dato dalla Figura 2.18, apportando una modifica equilibrata dei momenti positivi nelle campate adiacenti. La curva A può essere utilizzata per gli appoggi interni se il carico per unità di lunghezza in tutte le campate sia uguale e le campate differiscano in luce per meno del 25%. Altrimenti si può assumere il valore f_l=0.6.

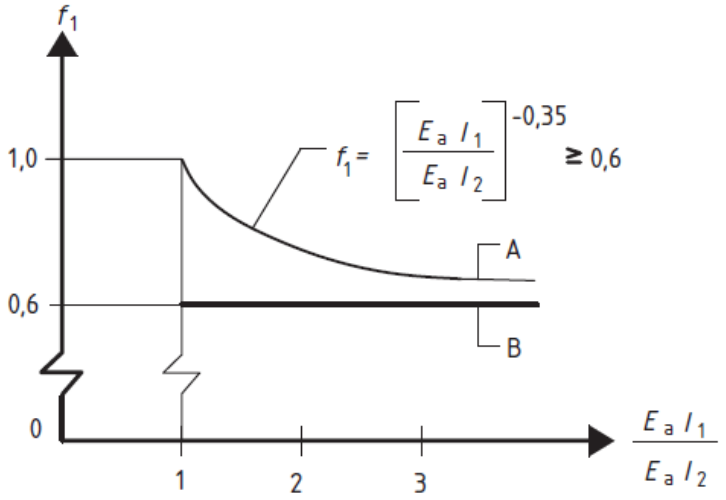


Figura 2.18: Fattore di riduzione del momento sugli appoggi (EN 1994-1-1, Figure 7.1)

Nel caso di travi non puntellate è necessario tener conto del possibile snervamento della sezione di continuità come effetto che aumenti le frecce. A tal fine i momenti sugli appoggi possono essere moltiplicati da un altro fattore f2 definito come segue:

- f_2=0,5 se f_y viene raggiunto prima dell'indurimento del calcestruzzo;
- f_2=0,7 se f_y viene raggiunto dopo dell'indurimento del calcestruzzo.

2.14.3 Stato Limite di Vibrazione

2.14.4 Stato Limite di Controllo delle Tensioni in Esercizio

La normativa (EN 1994-1-1, paragrafo 7.2.2) stabilisce che la verifica del controllo delle tensioni in esercizio non è esplicitamente richiesta in tutti quei casi in cui allo SLU non sia richiesta la verifica a fatica e non sia presenti stati di coazione derivanti da cavi o da deformazioni imposte.

Quanto tali controlli fossero previsti, si possono assumere per le diverse condizioni di carico i limiti tensionali previsti dalla normativa per il cemento armato (EC 1992-1-1).

2.15 Rassegna di prescrizioni normative

Nel presente paragrafo vengono passate in rassegna le principali prescrizioni relative ai dettagli costruttivi per solette composte. Tali prescrizioni sono tratte dalla NTC – D.M. 14/01/2008 e risultano sostanzialmente coerenti con la corrispondente normativa nazionale (Eurocodice 4, EN 1994 1-1).

2.15.1 Materiali

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento alle caratteristiche meccaniche ed alle procedure di qualificazione prescritte nel paragrafo 11 della NTC – D.M. 14/01/2008.

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate. Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve rispettare le prescrizioni di cui al punto 11.3.4.7 della citata norma

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di cemento armato ordinario o precompresso. Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75; per i calcestruzzi con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m3, le classi limite sono LC20/22 e LC55/60.

Per classi di resistenza del calcestruzzo superiori a C45/55 e LC 40/44 si richiede che prima dell'inizio dei lavori venga eseguito uno studio adeguato e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

2.15.2 Armatura minima

La normativa tecnica italiana ed europea propongono limitazioni inferiori dell'armatura da disporre nella soletta considerata collaborante con la trave, con l'obiettivo di ottenere particolari prestazioni della sezione composta.

Una prima indicazione ha carattere prescrittivo e riguarda le sezioni in classe 1 e 2, per le quali è necessario che le sezioni possano raggiungere deformazioni assiali sufficienti al raggiungimento della resistenza plastica. Tale limitazione riguarda l'armatura A_s da disporre longitudinalmente all'interno della larghezza efficace di area A_c, il cui rapporto geometrico ρ_s deve rispettare la seguente limitazione:

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + h_c / 2z_0}} \leq \delta \cdot \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \tag{2.45}$$

nella quale il fattore δ vale 1 per le sezioni in classe 2 e 1,1 per quelle in classe 1, mentre z_0 è la distanza tra il baricentro della soletta in calcestruzzo (non fessurata) e quello della trave metallica, omogeneizzate considerando per il calcestruzzo il valore di E_c per azioni istantanee. L'armatura così calcolata deve essere esclusivamente realizzata con barre ad alta duttilità B450C.

Altre limitazioni sono proposte, invece, per il controllo dell'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo, che andrebbe altrimenti controllata analiticamente secondo al fine di verificare il rispetto degli stati limite enunciati:

$$A_s = k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \tag{2.46}$$

definendo come segue i simboli di prima introduzione:

- $f_{ct,eff}$ è la resistenza media del calcestruzzo al tempo in cui le fessure si sviluppano. Può assumersi a tal fine il valore f_{ctm} ovvero quello f_{lctm}, per calcestruzzi alleggeriti; nel caso in cui non fosse possibile stabilire l'età del calcestruzzo al momento della fessurazione, si può assumere un valore cautelativo di 3.0 MPa;
- k tiene conto della no uniformità delle coazioni indotte da ritiro e viscosità;
- k_s tiene conto della riduzione dell'azione normale nella soletta composta al fine di tener conto delle fessurazioni iniziali e degli scorrimenti dovuti alla connessione a taglio;
- k_c è definito dalla relazione seguente:

$$k_c = \sqrt{\frac{1}{1 + h_c / 2z_0}} + 0{,}3 \leq 1{,}0 \qquad (2.47)$$

- σ_s è il massimo sforzo ammesso nelle barre di acciaio all'inizio della fessurazione: esso può porsi pari alla tensione di snervamento f_{sk};
- A_{ct} è l'area della parte tesa di calcestruzzo, per la quale A_c può essere utilizzato come valore cautelativo.

Insieme a tale indicazione in merito all'armatura minima, si accoppia anche una prescrizione sul massimo diametro ϕ di barre da utilizzare. In particolare, si applica la seguente relazione dipendente dal valore della tensione efficace $f_{ct,eff}$ utilizzata nell'applicazione della (2.46):

$$\phi = \phi^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} \qquad (2.48)$$

nella quale si assume una resistenza a trazione di riferimento $f_{ct,0}$=2,90 MPa e si deriva il valore ϕ^* dalla Tabella 2.5 in funzione della tensione di trazione dell'acciaio e della massima ampiezza delle fessure prevista nello Stato Limite di Esercizio.

Tabella 2.5: Massimo diametro per barre ad aderenza migliorata (EN 1994-1-1, Table 7.1)

Steel stress σ_s (N/mm^2)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width w_k		
	w_k=0,4mm	w_k=0,3mm	w_k=0,2mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Infine, si può imporre anche un limite al passo delle barre in funzione degli stessi parametri del da cui è fatto dipendere il diametro massimo. La Tabella 2.6 riporta tali valori massimi.

Tabella 2.6: Passo massimo per barre ad aderenza migliorata (EN 1994-1-1, Table 7.2)

Steel stress σ_s (N/mm^2)	Maximum bar diameter ϕ^* (mm) for design crack width w_k		
	w_k=0,4mm	w_k=0,3mm	w_k=0,2mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Nel caso di travi in edificio in cui siano assenti effetti di precompressione, la combinazione quasi-permanente viene utilizzata per la determinazione di σ_s.

2.15.3 Prescrizioni su dettagli costruttivi

Lo stato di tensione locale che si verifica nel calcestruzzo e nel piatto metallico nell'intorno dei connettori, richiede particolare attenzione e i dettagli costruttivi da realizzare in quella zona vanno particolarmente curati. Il copriferro al di sopra dei connettori a piolo deve essere almeno 20 mm. Lo spessore del piatto a cui il connettore è saldato deve essere sufficiente per l'esecuzione della saldatura e per una efficace trasmissione delle azioni di taglio. La distanza minima tra il connettore e il bordo della piattabanda cui è collegato deve essere almeno 20 mm.

L'altezza complessiva del piolo dopo la saldatura deve essere almeno 3 volte il diametro del gambo del piolo, d. La testa del piolo deve avere diametro pari ad almeno 1,5 d e spessore pari ad almeno 0,4 d. Quando i connettori a taglio sono soggetti ad azioni che inducono sollecitazioni di fatica, il diametro del piolo non deve eccedere 1,5 volte lo spessore del piatto a cui è collegato. Quando i connettori a piolo sono saldati sull'ala, in corrispondenza dell'anima del profilo in acciaio, il loro diametro non deve essere superiore a 2,5 volte lo spessore dell'ala.

Quando i connettori sono utilizzati con le lamiere grecate per la realizzazione degli impalcati negli edifici, l'altezza nominale del connettore deve sporgere non meno di 2 volte il diametro del gambo al di sopra della lamiera grecata. L'altezza minima della greca che può essere utilizzata negli edifici è di 50 mm.

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo a causa delle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori. L'armatura deve essere dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agenti sulle superfici "critiche" di potenziale rottura, a-a, b-b, c-c, d-d, esemplificate in Fig. 4.3.5.

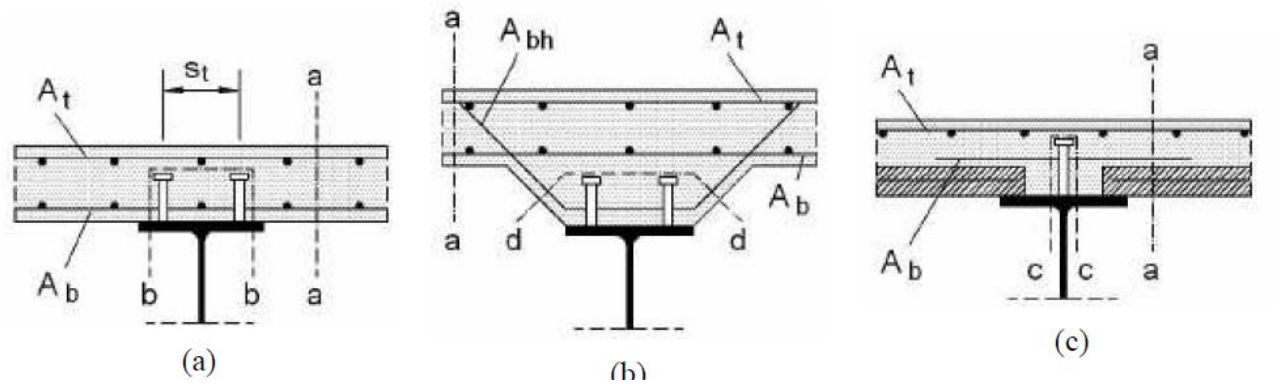


Figura 2.19: Possibili superfici di collasso a taglio nelle solette di calcestruzzo

La sollecitazione di taglio agente lungo le superfici critiche deve essere determinata coerentemente con le ipotesi di calcolo assunte per la determinazione della resistenza della connessione. L'area di armatura trasversale in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente. In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

Per lo spessore minimo degli elementi di acciaio della struttura composta valgono le medesime regole previste per le strutture metalliche. In particolare, è vietato l'uso di profilati con spessore $t < 4$ mm . Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $t = 3$mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici. Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo, come le lamiere grecate.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 50 mm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

2.15.4 Altre prescrizioni

Altre indicazioni di metodo e prescrizioni normative si applicano ad esempio alla connessione a taglio ed alla procedura per il suo progetto/verifica. Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può

essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica. Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore. Per connessioni duttili a completo ripristino di resistenza, la massima forza totale di scorrimento di progetto, V_{ld} che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

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.

2.16 Esempio di calcolo

2.17 Bibliografia

- R. P. Johnson: Composite Structures of Steel and Concrete - Volume 1: Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings, Blackwell Scientific Publications, Second Edition (Oxford, UK);
- D. J. Oehlers, M. A. Bradford (1995): Composite steel and concrete structural members : fundamental behaviour, Kidlington, Oxford, U.K. ; Tarrytown, N.Y. : Pergamon, 1995.
- E. Nigro, S. Pustorino, G. Cefarelli, P. Princi: Progettazione di Strutture Composte acciaio-calcestruzzo in caso di incendio secondo gli euro codici e le norme tecniche per le costruzioni, Hoepli, 2009.

2.18 Glossario

Nel seguito si elencano una serie di termini ed espressioni della letteratura anglosassone relative alla teoria ed alla progettazione delle solette composte acciaio-calcestruzzo:

Connecting device	dispositivo di connessione;
Headed stud	pioli con testa;
Profiled steel sheeting	lamiera grecata;

Appunti sulle Travi Composte Acciaio-Calcestruzzo

2 Travi composte acciaio-calcestruzzo 1
2.1 Introduzione 1
2.2 Simboli 2
2.3 Materiali 2
2.4 Definizione delle caratteristiche geometriche della sezione 3
2.5 Classificazione delle sezioni 5
2.6 Metodi di analisi globale 6
2.6.1 Analisi lineare elastica 7
2.6.2 Analisi plastica 8
2.6.3 Analisi non lineare 8
2.7 Metodi di verifica delle sezioni 8
2.8 Classificazione e metodi di analisi globale e verifica 9
2.8.1 Analisi elastica 9
2.8.2 Analisi plastica 10
2.9 Verifica a flessione 10
2.9.1 Verifica elastica 10
2.9.2 Verifica plastica 12
2.10 Verifica a taglio 14
2.11 Sistemi di connessione 15
2.12 Travi composte a parziale connessione 17
2.12.1 Verifica elastica 18
2.12.2 Verifica plastica 18
2.12.3 Verifica elasto-plastica 21
2.13 Dimensionamento e verifica del sistema di connessione 23
2.14 Verifiche allo SLE 23
2.14.1 Stato Limite di Fessurazione 24
2.14.2 Stato Limite di Deformazione 24
2.14.3 Stato Limite di Vibrazione 25
2.14.4 Stato Limite di Controllo delle Tensioni in Esercizio 25
2.15 Rassegna di prescrizioni normative 25
2.15.1 Materiali 25
2.15.2 Armatura minima 26

2.15.3 Prescrizioni su dettagli costruttivi 28
2.15.4 Altre prescrizioni 29
2.16 Esempio di calcolo 30
2.17 Bibliografia 30
2.18 Glossario 30