

Capitolo 1

PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLE COSTRUZIONI METALLICHE

1.1 Introduzione

L'uso dei materiali metallici nelle costruzioni civili ed industriali si è inizialmente sviluppato nel Settecento e poi nell'Ottocento in parallelo con lo sviluppo delle reti di trasporto ferroviario determinato dalla rivoluzione industriale che attraversò l'Europa in quegli stessi anni. La possibilità di realizzare ponti di grande luce con strutture leggere, facilmente trasportabili e durevoli, rese rapidamente insostituibile il materiale metallico in molte applicazioni, caratterizzate generalmente da un notevole impegno statico. Tra gli esempi generalmente riportati in tale fase di iniziale sviluppo della costruzione metallica, si ricorda il Britannia Bridge sul Menai (1845-1850) tra Chester e Holyhead in Inghilterra con campata centrale di 140 m. Lievemente più tardivo fu l'impiego dell'acciaio o più propriamente della ghisa nelle costruzioni civili poiché la muratura era stata a lungo il materiale da costruzione più usato nel passato. Si cita come prima applicazione del materiale metallico nelle costruzioni civili il Crystal Palace costruito per l'Esposizione Universale di Londra del 1851. L'edificio di grandi dimensioni evidenziava con la sua tipologia ibrida il momento di passaggio dall'era della muratura all'era della costruzione metallica. Infatti l'edificio era caratterizzato da murature di perimetro e da pilastri in ghisa all'interno a sostegno delle coperture.

Oggi i materiali metallici impiegati per le strutture portanti nelle costruzioni civili sono principalmente gli acciai da carpenteria, affiancati in applicazioni particolari da altri metalli quali le leghe leggere impiegate precedentemente con successo nell'industria aeronautica. Tali materiali sono essenzialmente isotropi, resistendo egualmente bene a trazione e a

compressione e presentano elevate caratteristiche di resistenza, tenacità ed adattabilità plastica.

I metalli per le costruzioni civili ed industriali vengono prodotti sotto forma di lamiere e di profilati: le modalità di produzione, le qualità ed i tipi sono generalmente unificati e regolamentati; il controllo delle caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche viene effettuato attraverso prove di laboratorio standardizzate. Per facilitare la progettazione delle strutture metalliche le caratteristiche geometriche e meccaniche dei profilati sono generalmente desumibili da apposite tabelle riportate nei manuali tecnici.

Le normative sulle costruzioni, nazionali (ministeriali e del CNR) ed internazionali (EC3, EC4), forniscono necessarie indicazioni per risolvere con sicurezza tutta una serie di problemi che l'uso dei materiali metallici comporta, offrendo metodologie semplificate di calcolo basate sulle conoscenze acquisite per via teorica e sperimentale. Si tratta, ad esempio, di problemi di instabilità locale o globale in presenza di sforzo normale, flessione o pressoflessione, di problemi connessi alle tecniche di unione, di problemi di resistenza e di deformabilità.

Peraltro il comportamento statico delle membrature metalliche non presenta un livello di incertezza, legato alle fasi produttive ed esecutive, paragonabile a quello che caratterizza altri materiali come il calcestruzzo armato. Le schematizzazioni teoriche possono adattarsi in modo soddisfacente alla struttura reale sia per le caratteristiche fisico-meccaniche del materiale, sia per le modalità di esecuzione delle unioni, dei collegamenti e dei vincoli. Per queste ragioni i coefficienti di sicurezza adottati nelle costruzioni metalliche sono in genere meno penalizzanti di quelli relativi ad altri materiali.

Importante caratteristica della costruzione metallica è la rapidità di esecuzione. Il procedimento costruttivo si articola in genere attraverso una prima fase in officina dove, utilizzando una organizzazione di tipo industriale, si producono, secondo un prestabilito ciclo operativo, gli elementi strutturali che in una seconda fase di cantiere vengono sollevati e montati in opera. La costruzione, pertanto, procede agilmente senza risentire in generale delle condizioni stagionali che condizionano i procedimenti ad "umido", quali per esempio le costruzioni di muratura e di calcestruzzo armato.

Alla riduzione dei tempi di esecuzione si accoppia la possibilità di trasformazione della struttura sia intesa come ampliamento per variazioni funzionali dell'opera, sia come intervento di rinforzo richiesto da deficienze statiche, a seguito di modifica dello schema originario e dei carichi di esercizio.

La tecnologia delle giunzioni consente inoltre lo smontaggio e la rimozione degli elementi strutturali, che possono essere riutilizzati in altra sede come singoli elementi o in blocco. Anche in caso di demolizione il recupero del materiale risulta quasi totale.

Volendo evidenziare da un punto di vista quantitativo l'elevata qualità strutturale dell'acciaio nelle applicazioni ingegneristiche, è utile considerare per vari materiali da costruzione il rapporto fra la resistenza meccanica f_d ed il peso specifico δ . Infatti tale rapporto è per i materiali metallici molto elevato e sempre superiore a quello degli altri materiali da costruzione tradizionali. Tale rapporto può definirsi come "*grado di efficienza del materiale*" nei riguardi delle applicazioni strutturali. Con riferimento alla muratura di

mattoni, al conglomerato cementizio, al legno, all'acciaio da carpenteria, alle leghe di alluminio, i corrispondenti valori tipici sono riportati nella Tab.1.1.

Tab.1.1: Confronto fra le caratteristiche strutturali di vari materiali da costruzione.

Materiale da costruzione	Resistenza di progetto f_d	Peso specifico $\delta \times 10^6$	Grado di efficienza (f_d/δ)
	[N/mm ²]	[N/mm ³]	[m]
Muratura di mattoni:	3,0	18	160
Conglomerato cementizio armato:	10	25	400
Legno:	16	8	2000
Acciaio da carpenteria: tipo S235	235	78,5	3000
Acciaio da carpenteria: tipo S355	355	78,5	4500
Leghe di alluminio:	210	28,0	7500

Prescindendo dai fenomeni di instabilità, un elevato rapporto f_d/δ consente una riduzione delle dimensioni degli elementi strutturali e quindi un peso della struttura più basso.

Rispetto agli altri materiali con le costruzioni metalliche si ottiene quindi una migliore utilizzazione dello spazio, per il minore ingombro degli elementi portanti, e un minore impegno per le strutture di fondazione soggette a carichi più bassi, con conseguenze talvolta sensibili sull'economia globale. Per contro, causa l'aumentata snellezza delle membrature il pericolo dell'instabilità, sia locale per l'elemento singolo, sia globale per l'intera struttura, rappresenta l'insidia più pericolosa nelle costruzioni metalliche: pertanto l'analisi dei fenomeni d'instabilità dell'equilibrio assume importanza rilevante sia in sede teorica che applicativa.

Un altro aspetto significativo delle costruzioni metalliche è quello della sensibilità alla corrosione atmosferica, che richiede l'impiego di idonei procedimenti di protezione ed un'oculata manutenzione in esercizio. Allo scopo sono a volte utilizzati tipi di acciaio (COR-TEN, IT-ACOR) nei quali, in virtù di speciali additivi nelle leghe ferro-carbonio, il fenomeno della corrosione si autoestingue rendendo superflua la protezione. Anche la protezione contro gli incendi richiede una particolare attenzione a causa della riduzione sensibile delle caratteristiche di resistenza del metallo al crescere della temperatura.

L'utilizzazione materiali metallici è in parte contenuta dalla loro elevata deformabilità. Le leghe di alluminio, ad esempio, non possono sfruttare appieno il vantaggio in "resistenza" rispetto all'acciaio, espresso da un più elevato valore di f_d/δ , a causa della loro deformabilità, inversamente proporzionale al modulo di Young (valore medio di circa 70.000 N/mm² contro quello dell'acciaio pari a 210.000 N/mm²). Un'eccessiva

deformabilità, oltre a rendere più insidioso il pericolo dell'instabilità, può incidere negativamente sulla funzionalità dell'opera. Ciò impone delle limitazioni, oltre che sulle tensioni, anche sulle deformazioni di esercizio entro valori fissati volta per volta dalle normative vigenti in rapporto al tipo strutturale ed alla sua utilizzazione.

Le strutture metalliche si collocano in tutti i settori delle costruzioni, dall'edilizia, abitativa ed industriale, ai ponti ed alle grandi coperture, dalle torri radiotelevisive e dai pali di sostegno per elettrodotti ai serbatoi ed alle costruzioni marittime. L'ottimo comportamento dei materiali nei riguardi dei fenomeni dinamici, dell'urto e delle sollecitazioni alternate, ne giustifica l'uso frequente nel campo delle strutture industriali, dei ponti ferroviari e delle costruzioni nelle zone sismiche.

In virtù della leggerezza e della facilità di collegamento gli elementi metallici si prestano a risolvere brillantemente delicati problemi tecnici, quali, per esempio, la sopraelevazione ed il consolidamento di vecchi edifici, il restauro e la ristrutturazione di antiche costruzioni aventi pregi monumentali.

La costruzione metallica si adatta particolarmente alle tecniche di produzione in serie che consentono una prefabbricazione industrializzata sempre più spinta.

Infine la moderna tecnologia dà la possibilità di introdurre nelle strutture materiali con caratteristiche di resistenza significativamente differenziate, consentendo la introduzione, in aggiunta alle tre dimensioni geometriche, della così detta "quarta dimensione" della costruzione metallica (*resistenza*) che fornisce alla progettazione un ulteriore strumento per consentire una sempre più spinta unificazione dimensionale (*colonne di uguali dimensioni con resistenza diversificata*).

1.2 I materiali metallici

I materiali metallici previsti dalla normativa nazionale sono organizzati nei seguenti gruppi:

- acciai laminati;
- acciai per getti;
- acciai per strutture saldate;
- materiali di apporto per le saldature;
- bulloni e chiodi;
- connettori a piolo;
- acciai inossidabili.

Per l'individuazione delle classi di acciaio esiste un'opportuna simbologia che indica con "S" l'acciaio strutturale mentre il valore numerico rappresenta il valore minimo di tensione di snervamento espresso in N/mm^2 per spessori non superiori a 16 mm.

La sigla alfanumerica, poi, è in molti casi completata da lettere:

N e M indicano le condizioni di fornitura; in particolare N indica la laminazione normalizzata ed M la laminazione termomeccanica;

G1 e G2 indicano rispettivamente l'acciaio non calmato e l'acciaio calmato;

G3 individua condizioni di fornitura opzionali;

G4 è per le condizioni di fornitura a discrezione del produttore;

L è associata al minimo valore dell'energia di impatto ad una temperatura non inferiore a -50 °C;

J e K esprimono i valori di resilienza rispettivamente di 27 joule e 40 joule; la lettera ed il numero seguenti indicano la temperatura alla quale è stata effettuata la prova di resilienza; in particolare R, 0, 2, 3, 4 sono relativi alle temperature di 20°C, 0°C, -20°C, -30°C, -40°C;

W è associata all'elevata resistenza a corrosione;

O sta per offshore;

H sta per "hollow section" ed indica i profilati con sezione cava.

Z (Z15, Z25, Z35) è relativo a richieste particolari di riduzione dell'area (min 15%, 25%, 35%).

Secondo l'attuale normativa gli acciai utilizzati per i prodotti laminati devono appartenere ai gradi da S235 ad S460 compresi.

Con questi acciai si producono laminati a caldo nella forma di profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profili cavi (anche tubi saldati provenienti da nastri laminati a caldo).

Le caratteristiche meccaniche di tali prodotti con riferimento a profilati, barre, larghi piatti e lamiere dovranno rispettare i limiti riportati nella seguente tabella con riferimento alla resistenza a rottura per trazione, allo snervamento, alla resilienza, all'allungamento percentuale su base di valutazione standard ($L_0=5.65 A_0^{1/2}$) legata all'area del provino A_0 .

Tab.1.2a: Caratteristiche meccaniche per prodotti piani e lunghi.

Designazione		Grado di disossidazione	Sotto-gruppo ²⁾	Carico unitario di snervamento minimo R_{eH} in N/mm ² Spessore nominale in mm								Resistenza a trazione R_m in N/mm ² ¹⁾ Spessore nominale in mm			
Secondo EN 10027-1 ed ECISS IC 10	Secondo EN 10027-2			≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250
S185 ³⁾	1.0035	a scelta	BS	185	175	-	-	-	-	-	-	310+540	290+510	-	-
S235JR ³⁾	1.0037	a scelta	BS	235	225	-	-	-	-	-	-	360+510	340+470	-	-
S235JRG1 ³⁾	1.0036	FU	BS	235	225	-	-	-	-	-	-	360+510	340+470	-	-
S235JRG2	1.0038	FN	BS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J0	1.0114	FN	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J2G3	1.0116	FF	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S235J2G4	1.0117	FF	QS	235	225	215	215	215	195	185	175	360+510	340+470	340+470	320+470
S275JR	1.0044	FN	BS												
S275J0	1.0143	FN	QS	275	265	255	245	235	225	215	205	430+580	410+560	400+540	380+540
S275J2G3	1.0144	FF	QS												
S275J2G4	1.0145	FF	QS												
S355JR	1.0045	FN	BS												
S355J0	1.0553	FN	QS												
S355J2G3	1.0570	FF	QS	355	345	335	325	315	295	285	275	510+680	490+630	470+630	450+630
S355J2G4	1.0577	FF	QS												
S355K2G3	1.0595	FF	QS												
S355K2G4	1.0596	FF	QS												
E295 ⁴⁾	1.0050	FN	BS	295	285	275	265	255	245	235	225	490+660	470+610	450+610	440+610
E335 ⁴⁾	1.0060	FN	BS	335	325	315	305	295	275	265	255	590+770	570+710	550+710	540+710
E360 ⁴⁾	1.0070	FN	BS	360	355	345	335	325	305	295	285	690+900	670+830	650+830	640+830

1) I valori figuranti nel prospetto si applicano per provette longitudinali (l) per la prova di trazione. Per lamiere, nastri e larghi piatti di larghezza ≥ 600 mm vanno utilizzate provette trasversali (t).
 2) BS = acciaio di base; QS = acciaio di qualità.
 3) Disponibile soltanto in spessori nominali ≤ 25 mm.
 4) Di norma questi acciai non vengono utilizzati per profilati (profilati ad U ed angolari).

(segue)

Tab.1.2b: Caratteristiche meccaniche per prodotti piani e lunghi.

Designazione		Grado di disossidazione	Sotto-gruppo ²⁾	Posizione delle provette ¹⁾	Allungamento minimo percentuale ¹⁾									
Secondo EN 10027-1 ed ECISS IC 10	Secondo EN 10027-2				$L_0 = 80$ mm Spessore nominale in mm					$L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$ Spessore nominale in mm				
					≤ 1	> 1 $\leq 1,5$	$> 1,5$ ≤ 2	> 2 $\leq 2,5$	$> 2,5$ < 3	≥ 3 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250
S185 ³⁾	1.0035	a scelta	BS	/ t	10 8	11 9	12 10	13 11	14 12	18 16	-	-	-	-
S235JR ³⁾	1.0037	a scelta	BS	/	17	18	19	20	21	26	25	24	22	21
S235JRG1 ³⁾	1.0036	FU	BS	/										
S235JRG2	1.0038	FN	BS	/										
S235J0	1.0114	FN	QS	/										
S235J2G3	1.0116	FF	QS	/										
S235J2G4	1.0117	FF	QS	t	15	16	17	18	19	24	23	22	22	21
S275JR	1.0044	FN	BS	/	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S275J0	1.0143	FN	QS	/										
S275J2G3	1.0144	FF	QS	/										
S275J2G4	1.0145	FF	QS	t	12	13	14	15	16	20	19	18	18	17
S355JR	1.0045	FN	BS	/	14	15	16	17	18	22	21	20	18	17
S355J0	1.0553	FN	QS	/										
S355J2G3	1.0570	FF	QS	/										
S355J2G4	1.0577	FF	QS	/										
S355K2G3	1.0595	FF	QS	/										
S355K2G4	1.0596	FF	QS	t	12	13	14	15	16	20	19	18	18	17
E295 ⁴⁾	1.0050	FN	BS	/	12	13	14	15	16	20	19	18	16	15
				t	10	11	12	13	14	18	17	16	15	14
E335 ⁴⁾	1.0060	FN	BS	/	8	9	10	11	12	16	15	14	12	11
				t	6	7	8	9	10	14	13	12	11	10
E360 ⁴⁾	1.0070	FN	BS	/	4	5	6	7	8	11	10	9	8	7
				t	3	4	5	6	7	10	9	8	7	6

1) I valori figuranti nel prospetto si applicano per provette longitudinali (l) per la prova di trazione. Per lamiere, nastri e larghi piatti di larghezza ≥ 600 mm vanno utilizzate provette trasversali (t).

2) BS = acciaio di base; QS = acciaio di qualità.

3) Disponibile soltanto in spessori nominali ≤ 25 mm.

4) Di norma questi acciai non vengono utilizzati per profilati (profilati ad U ed angolari).

Tab.1.2c: Caratteristiche meccaniche – Resilienza KV longitudinale per prodotti piani e prodotti lunghi.

Designazione		Grado di disossidazione	Sotto-gruppo ²⁾	Temperatura °C	Resilienza (J) minima spessore nominale in mm	
Secondo EN 10027-1 ed ECISS IC 10	Secondo EN 10027-2				> 10 ³⁾ ≤ 150	> 150 ³⁾ ≤ 250
S185 ⁴⁾	1.0035	a scelta	BS			
S235JR ^{4) 5)}	1.0037	a scelta	BS	20	27	-
S235JRG1 ^{4) 5)}	1.0036	FU	BS	20	27	-
S235JRG2 ⁵⁾	1.0038	FN	BS	20	27	23
S235J0	1.0114	FN	QS	0	27	23
S235J2G3	1.0116	FF	QS	- 20	27	23
S235J2G4	1.0117	FF	QS	- 20	27	23
S275JR ⁵⁾	1.0044	FN	BS	20	27	23
S275J0	1.0143	FN	QS	0	27	23
S275J2G3	1.0144	FF	QS	- 20	27	23
S275J2G4	1.0145	FF	QS	- 20	27	23
S355JR ⁵⁾	1.0045	FN	BS	20	27	23
S355J0	1.0553	FN	QS	0	27	23
S355J2G3	1.0570	FF	QS	- 20	27	23
S355J2G4	1.0577	FF	QS	- 20	27	23
S355K2G3	1.0595	FF	QS	- 20	40	33
S355K2G4	1.0596	FF	QS	- 20	40	33
E295	1.0050	FN	BS	-	-	-
E335	1.0060	FN	BS	-	-	-
E360	1.0070	FN	BS	-	-	-
<p>1) Per provette di dimensioni ridotte si applica la fig. 1.</p> <p>2) BS = acciaio di base; QS = acciaio di qualità.</p> <p>3) Per i profilati con uno spessore nominale > 100 mm i valori devono essere concordati. Opzione 26.</p> <p>4) Disponibile soltanto in spessori nominali ≤ 25 mm.</p> <p>5) Le caratteristiche di resilienza dei prodotti della qualità JR vengono verificate soltanto se specificato all'atto della richiesta d'offerta e dell'ordine. Opzione 9.</p>						

Possono essere utilizzati altri tipi di acciaio dimostrando che la sicurezza ottenuta risulti non inferiore a quella conseguibile con i tre tipi sopra elencati. Infatti rientrano nei tipi di acciaio sopra considerati (S235, S275, S355 nei gradi B,C, D e DD della UNI EN 10025 del febbraio 1994) anche altri tipi di acciaio che rispettino i limiti sopra indicati. I limiti indicati per la resistenza a rottura per trazione f_t sono validi in generale per spessori compresi tra 3 e 100 mm.

La tensione di snervamento f_y per spessori maggiori di 16 mm e minori di 40 mm può essere inferiore al valore indicato di 10 N/mm². Per spessori compresi tra 40 mm e 63 mm la stessa tensione può essere inferiore di 20 N/mm² mentre per spessori compresi tra 63 e 100 mm le riduzioni sono diverse tra i diversi materiali variando tra i 20 N/mm² per l'acciaio S275 con spessori compresi tra 63 e 100 mm, i 30 N/mm² per acciai Fe 430 ed Fe 510 con spessori compresi tra 63 ed 80 mm ed i 40 N/mm² per gli stessi acciai con spessori compreso tra 80 e 100 mm.

Le prove di resilienza ai fini delle limitazioni in tabella si intendono riferite a campioni di spessore compreso tra 10 e 100 mm. Per i limiti inferiori e superiori sull'allungamento è ammessa una riduzione di 1 punto percentuale per provini con spessore tra 40 e 63 mm e di 2 punti per spessori compresi tra 63 e 100 mm.

Per profili cavi valgono gli stessi valori limite per la resistenza ultima a trazione ed allo snervamento per spessori inferiori a 16 mm e per la resilienza. Per spessori compresi tra 16 e 40 mm è ammessa una riduzione della resistenza allo snervamento di 10 N/mm² mentre per il solo S355 e spessori compresi tra 35 e 40 mm è ammessa una riduzione di 20 N/mm².

Gli acciai da impiegare nelle strutture saldate devono rispettare ulteriori limitazioni sulla composizione chimica del prodotto finito. L'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito deve soddisfare le limitazioni riportate nella tabella riportata di seguito dove il calcolo del carbonio equivalente C_{eq} è effettuato con la seguente formula:

$$C_{Eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}, \quad (1.1)$$

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

Tab.1.3 : Massimo contenuto di elementi chimici in percentuale.

		Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0.240	0.220
Fosforo	P	0.055	0.050
Zolfo	S	0.055	0.050
Rame	Cu	0.850	0.800
Azoto	N	0.014	0.012
Carbonio equivalente	Ceq	0.520	0.500

È possibile eccedere il valore massimo di C dello 0,03% in massa, a patto che il valore del C_{eq} venga ridotto dello 0,02% in massa. Contenuti di azoto più elevati sono consentiti in presenza di una sufficiente quantità di elementi che fissano l'azoto stesso. L'attuale normativa nazionale consiglia che il tenore di carbonio, fosforo e zolfo rispetti i limiti in Tab. 1.3.

I bulloni previsti dalla normativa sono organizzati in cinque classi caratterizzate da differente resistenza; per tale classificazione si rimanda al capitolo terzo relativo alle unioni.

1.3 Metodi di calcolo ed ipotesi di carico

Il calcolo di progetto o di verifica di una struttura richiede preventivamente l'analisi delle azioni che ivi producono uno stato tensionale. Oltre al carico dovuto al peso proprio degli elementi portanti ed in aggiunta ai carichi permanenti, agiscono sovraccarichi di diversa natura: sovraccarichi accidentali sui solai e sui ponti, carico da neve sulle coperture, pressione del vento sulle superfici sub-verticali esterne e dei gas nei contenitori, spinta delle acque nei serbatoi, delle terre sui muri di sostegno e dei materiali incoerenti sulle pareti dei silos. Vanno inoltre considerate le azioni dinamiche dovute ai carichi mobili (colonne di autocarri, convogli ferroviari, ecc.), a macchine vibranti, alle azioni sismiche nelle località soggette ai terremoti. Stati tensionali possono essere indotti anche da variazioni termiche, coazioni e cedimenti dei vincoli.

Oggetto principale della normativa è di fornire per ogni tipo di azione esterna un modello schematico cui corrisponde, attraverso criteri probabilistici, il fenomeno reale. Le norme prescrivono, inoltre, i criteri di sicurezza da adottare in relazione al tipo di costruzione: il grado di sicurezza va inteso come rapporto fra il complesso di condizioni che produrrebbero la rovina della costruzione e il complesso delle peggiori condizioni di resistenza prevedibili sulla base di una schematizzazione teorica che tenga conto di tutti i parametri in gioco. Gli eventi con carattere di eccezionalità richiedono poi una trattazione specifica con un minore grado di sicurezza.

Il metodo base di controllo della sicurezza per le strutture metalliche è costituito dal Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. E' tuttavia ancora in uso il Metodo alle Tensioni Ammissibili che potrà essere descritto a valle del primo e come versione semplificata dello stesso.

1.3.1 Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite

Il metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite prevede verifiche allo Stato limite Ultimo (S.L.U.) ed allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.). L'impostazione semiprobabilistica prevede la definizione di condizioni di carico atte a definire stati di sollecitazione della struttura con una probabilità limitata di venir superata, mentre la resistenza di progetto assunta ha una probabilità limitata di essere inferiormente superata.

La classica relazione che sintetizza tale metodo di verifica si effettua mediante il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale

$$R_d \geq E_d, \quad (1.2)$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

$F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$.

In particolare:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (1.3)$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Le relazioni appena viste evidenziano come le sollecitazioni si ottengano da quelle caratteristiche amplificate dai coefficienti γ_F mentre le resistenze si ottengano riducendo quelle caratteristiche mediante i coefficienti γ_M .

1.3.1.1 Combinazioni di carico

In dettaglio allo S.L.U., in assenza di presollecitazioni, si definiscono combinazioni di carico del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}), \quad (1.4)$$

dove:

G_1 è il valore delle azioni permanenti, con riferimento agli elementi strutturali;

G_2 è il valore delle azioni permanenti, con riferimento agli elementi non strutturali;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione variabile dominante in ogni combinazione;

Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_{G1} = 1.3$ (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza) è il fattore amplificativo di G_1 ;

$\gamma_{G2} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) è il fattore amplificativo di G_2 ;

$\gamma_{Qi} = 1.5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza) è il fattore amplificativo di Q_{ik} ;

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, definito in seguito.

Facendo riferimento alla tabella che segue, la scelta dei coefficienti γ_f dei carichi può seguire varie strade in relazione a diverse situazioni strutturali. Per le verifiche riguardanti problemi di equilibrio della struttura assunta come corpo rigido vanno adottati i coefficienti parziali di sicurezza della colonna EQU; diversamente per la verifica agli stati limite di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO) sono previsti due approcci progettuali. In particolare per lo stato limite strutturale sono utilizzabili i coefficienti della colonna A1 (adottando la Combinazione 1 dell'Approccio 1 oppure l'unica combinazione dell'Approccio 2); per applicazioni geotecniche si utilizzano i coefficienti della colonna A2 (adottando la Combinazione 2 dell'Approccio 1) oppure i coefficienti della colonna A1 (adottando l'Approccio 2). A tali coefficienti di tipo A vanno affiancati poi opportunamente altri coefficienti (M e R), anche essi variabili a seconda dell'Approccio e della eventuale Combinazione assunta (cfr. NTC 2008).

Tab.1.4 : *Approcci di calcolo secondo NTC 2008*

		Coeff. γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Non favorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Non favorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Non favorevoli		1.5	1.5	1.3

Altre combinazioni si devono prendere in considerazione in un calcolo completo, e in dettaglio:

- rara (SLE);
- frequente (SLE);
- quasi permanente (SLE);
- sismica (S.L.U. e S.L.E.);
- eccezionale (S.L.U.);

in esse si assume $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = \gamma_{Qi} = 1$, e si applicano ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ_0, ψ_1, ψ_2 , dipendenti dalla categoria dell'ambiente e dall'azione variabile.

Tali relazioni di verifica in forma convenzionale si scrivono:

Combinazioni caratteristiche rare:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad (1.5)$$

Combinazioni frequenti:

$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}), \quad (1.6)$$

Combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}), \quad (1.7)$$

In tali relazioni:

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione che tiene conto della presenza di carichi accidentali aggiuntivi a quello principale, usato nelle combinazioni di carico SLU verticale e SLE rara;

ψ_{1i} = coefficiente di combinazione che riduce il carico variabile principale, nella combinazione di carico frequente (frattile al 95% della distribuzione temporale dell'intensità del carico considerato);

ψ_{2i} = coefficiente di combinazione atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

I valori consigliati dall'attuale normativa D.M. 14/01/2008 per ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} , in mancanza di dati specificamente determinati, sono indicati nella Tab.1.5.

Tab. 1.5: Coefficienti di combinazione per gli S.L.U. e gli S.L.E.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

1.3.1.2 Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo del materiale base è definita dalla relazione:

$$f_{ad} = \frac{f_{ak}}{\gamma_{M0}}, \quad (1.8)$$

dove f_{ak} è la resistenza caratteristica di snervamento del materiale e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,05.

Le tensioni caratteristiche per i materiali metallici previsti dalle norme nazionali sono pertanto quelle riportate nelle tabelle seguenti.

Tab.1.6 : Laminati a caldo con profili a sezione aperta.

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tab.1.7: Laminati a caldo con profili a sezione cava.

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI-EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI-EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S275 MH/MLH	275	360		
S355 MH/MLH	355	470		
S420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

1.3.2 Metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili

L'attuale normativa consente per le opere ordinarie (costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II delle NTC 2008), limitatamente a siti ricadenti in zone a bassa sismicità per le NTC 2008 (Zona 4), l'uso del Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Tale metodo di verifica tradizionale, ancora considerato nelle normative vigenti, assume per le azioni da utilizzare nelle verifiche i valori caratteristici e per le tensioni di verifica valori ridotti rispetto allo snervamento caratteristico. In questo metodo si tiene conto in maniera semplificata della diversa probabilità delle condizioni di carico considerando nelle verifiche di sicurezza due tipi di condizioni di carico.

Infatti le norme italiane (CNR-UNI 10011-67) fanno distinzione fra azioni principali (carichi permanenti, carichi di esercizio, neve, spinta delle terre, effetto dinamico, coazioni impresse), e azioni complementari (vento, variazioni termiche, ritiro, fenomeni viscosi, imperfezioni di vincoli, difetti di montaggio). Tali azioni possono combinarsi sulle strutture secondo due condizioni di carico: la prima cumula le azioni principali nel modo più sfavorevole, la seconda cumula le azioni principali e complementari nel modo più sfavorevole; per la prima condizione di carico è previsto un coefficiente di sicurezza $v = 1,5$ che può ridursi a $v = 1,33$ per la seconda.

Le tensioni ammissibili da utilizzare nelle verifiche sono fornite di seguito.

Tab. 1.8: Tensioni ammissibili con $\nu=1.5$ e $\nu=1.33$ per i laminati.

Materiale	σ_{am} [N/mm ²]	
	[t ≤ 40 mm]	[t > 40 mm]
S 235	160 - 180	140 - 158
S 275	190 - 214	170 - 192
S 355	240 - 270	210 - 237

con t spessore laminato.

1.4 Criteri di resistenza

Sia che si usi il metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite che il metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili è necessario far riferimento ad appropriati <Criteri di Resistenza> per analizzare stati tensionali complessi, non riconducibili alla tensione monoassiale, che è oggetto della verifica sperimentale di resistenza ed è considerata nelle fasi di controllo di qualità dei materiali metallici che utilizzano semplici prove di laboratorio di rapida esecuzione e di basso costo.

Per i materiali metallici le prove di trazione in regime monoassiale forniscono il parametro sperimentale da introdurre nel criterio di resistenza teorico ai fini di confrontare lo stato tensionale calcolato con quello limite o ammissibile. Infatti nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo si assume come tensione di confronto la tensione di progetto f_d , mentre nelle verifiche alle Tensioni Ammissibili si assume la tensione ammissibile stessa in regime monoassiale σ_{am} . Il criterio di resistenza più comunemente adottato è quello dovuto a Huber-Hencky-Von Mises che assume come indicatore dello stato di sollecitazione l'energia elastica distortente. Infatti, esprimendo l'energia potenziale totale elastica ϕ come somma dell'energia dovuta alla variazione di forma ϕ_D (potenziale di distorsione) e della energia ϕ_V , dovuta alla variazione di volume (potenziale di volume), il criterio suddetto fa dipendere la crisi del materiale dal solo potenziale ϕ_D .

Al riguardo si ricorda che il tensore totale di tensione in funzione delle tensioni principali può scomporsi nella somma di due tensori:

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} (\sigma_1 - \sigma_m) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_2 - \sigma_m) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_3 - \sigma_m) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix} \quad (1.9)$$

Il primo è definito deviatore di tensione e corrisponde all'energia distortente, il secondo, definito tensore idrostatico, corrisponde all'energia per cambiamento di volume, dove σ_m rappresenta la tensione media:

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3), \quad (1.10)$$

L'energia distortente in regime triassiale è fornita dalla:

$$\varphi_D = \frac{1}{12 \cdot G} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2], \quad (1.11)$$

che in regime monoassiale si particolarizza nella:

$$\varphi_D = \frac{1}{6 \cdot G} \cdot \sigma^2, \quad (1.12)$$

Assumendo per due stati tensionali rispettivamente monoassiale e triassiale il criterio di eguale pericolosità nei riguardi della crisi a parità di energia distortente, e ponendo $\sigma = \sigma_{id}$ (tensione ideale) si ottiene per eguaglianza:

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}, \quad (1.13a)$$

ovvero,

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1}, \quad (1.13b)$$

che per gli stati tensionali piani (biassiali), in termini di tensioni cartesiane generiche, si riduce a :

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2}, \quad (1.14)$$

Nel caso di flessione semplice ($\sigma_y = 0$) accompagnata da taglio la (1.14) diviene:

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}, \quad (1.15)$$

e nel caso di tensione tangenziale pura ($\sigma_x = \sigma_y = 0$):

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{3} \cdot \tau_{xy}, \quad (1.16)$$

Introducendo un criterio di sicurezza che definisce il valore della tensione limite (f_d) o ammissibile (σ_{am}), la verifica di resistenza si effettua come segue:

$$\sigma_{id} \leq f_d \quad (\text{ovvero } \sigma_{id} \leq \sigma_{am} \text{ nel metodo delle T. A.}), \quad (1.17)$$

1.5 Qualità e prove

1.5.1 Prove di qualificazione

Le caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche dei materiali metallici vengono determinate attraverso prove di laboratorio.

Fra esse molte hanno carattere convenzionale e sono richieste dalle prescrizioni contenute nelle normative per l'accettazione dei materiali da costruzione, altre indagano nel dettaglio su alcune caratteristiche speciali che interessano problemi più particolari.

In rapporto alla modalità di applicazione del carico le prove di laboratorio possono classificarsi in due categorie:

prove statiche: il gradiente di applicazione del carico nel tempo è tanto piccolo da potersi trascurare;

prove dinamiche: il carico è applicato nel tempo con un gradiente elevato (prove di urto) oppure con legge variabile, che si ripete periodicamente innumerevoli volte (prove di fatica).

Un'altra classificazione delle prove di laboratorio può farsi con riferimento alle caratteristiche da valutare. Per gli acciai da carpenteria le principali prove di qualificazione sono:

analisi chimica: ha lo scopo principale di limitare la percentuale di carbonio e di contenere entro limiti molto ristretti le impurità di zolfo e fosforo: questo controllo è importante ai fini della saldabilità del materiale ed è previsto nella normativa;

esame macrografico (impronta Bauman): fornisce un indice del grado di disossidazione degli acciai, che porta a escludere l'impiego di acciaio effervescente nelle costruzioni saldate;

esame micrografico: l'indagine si esegue al microscopio per metalli sulla struttura cristallina, la cui composizione è da mettere in stretta relazione con le caratteristiche meccaniche del materiale (resistenza, tenacità, ecc.) e con la modificazione delle stesse per effetto di trattamenti termici (tempra, saldatura, ecc.);

prova completa di trazione: si applica ad un apposito provino uno stato di sollecitazione monoassiale e si ricavano i diagrammi di carico-allungamento ($P-\Delta l$), da cui, note le caratteristiche della macchina di prova e della geometria del provino, sono deducibili i diagrammi tensione-deformazione ($\sigma-\varepsilon$). Tali diagrammi per i materiali metallici presentano sostanzialmente tre andamenti caratteristici corrispondenti agli acciai al carbonio (extra dolci), agli acciai trattati e legati (extra duri), alle leghe leggere.

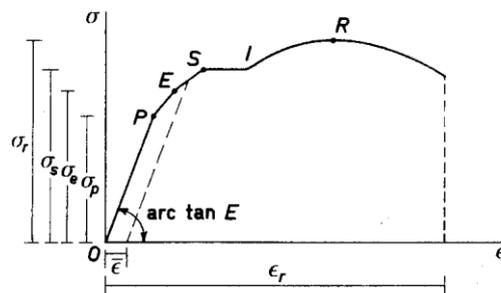


Fig.1.1: Diagramma $\sigma-\varepsilon$ di un acciaio al carbonio.

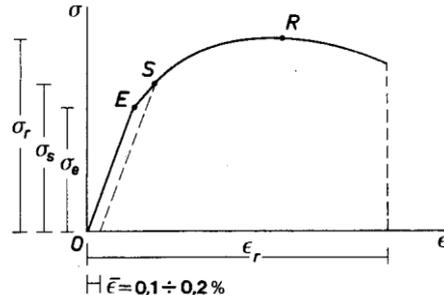


Fig.1.2: Diagramma $\sigma-\varepsilon$ di una lega di alluminio.

In essi è sempre riconoscibile (fig.1.1) un primo tratto OP ($0 < \sigma < \sigma_p$) in cui il legame ($\sigma-\varepsilon$) è lineare, definito dal modulo di elasticità normale (modulo di Young) $E = \sigma/\varepsilon$ e limitato superiormente dal valore σ_p , (tensione limite di proporzionalità). Nel secondo tratto PE ($\sigma_p < \sigma < \sigma_e$) il comportamento è ancora elastico ma non lineare, definito dal modulo tangente $E_t = d\sigma/d\varepsilon$; la tensione σ_e si chiama tensione limite di elasticità. Nel tratto successivo ES ($\sigma_e < \sigma < \sigma_s$) il comportamento non è più elastico e scaricando il provino resta una deformazione residua $\bar{\varepsilon}$; il diagramma di scarico è ancora rettilineo e parallelo al tratto iniziale OP. In pratica è difficile individuare i due limiti σ_p e

σ_e , che, pertanto, possono considerarsi coincidenti. A partire dal valore σ_s , solo per gli acciai extra-dolci si presenta un allungamento spontaneo senza incrementi di tensione (fenomeno dello snervamento) caratterizzato da un tratto sub-orizzontale SI. Per gli acciai speciali e per le leghe di alluminio un limite di snervamento vero e proprio non esiste ed il limite di elasticità viene convenzionalmente individuato in quel valore della tensione cui corrisponde una deformazione residua $\bar{\varepsilon}$ pari allo 0,1% ($\sigma_{0,1}$) o allo 0,2% ($\sigma_{0,2}$) (fig.1.2).

Oltre allo snervamento o a partire dal limite di elasticità, a seconda dei casi, tutti i materiali presentano un tratto a resistenza crescente IR (fenomeno dell'incrudimento), fino al valore della tensione σ_r , di rottura. Successivamente il diagramma decresce per arrestarsi al valore ε_r (allungamento a rottura), per cui il provino si rompe. L'andamento decrescente dell'ultimo tratto RF è solo apparente, in quanto la macchina di prova non tiene conto del fatto che, a causa della contrazione laterale del provino, lo stato tensionale non è più monoassiale e la strizione prevale sull'incrudimento. Il valore ε_r è un indice importante dell'adattabilità plastica del materiale. Il valore del modulo di Young è di $200.000 \pm 210.000 \text{ N/mm}^2$ per tutti gli acciai da carpenteria, $60.000 \pm 85.000 \text{ N/mm}^2$ per le leghe leggere, $160.000 \pm 170.000 \text{ N/mm}^2$ per le ghise malleabili. Un confronto fra gli andamenti σ - ε di vari tipi di acciaio e di leghe leggere è illustrato nella Fig. 1.3;

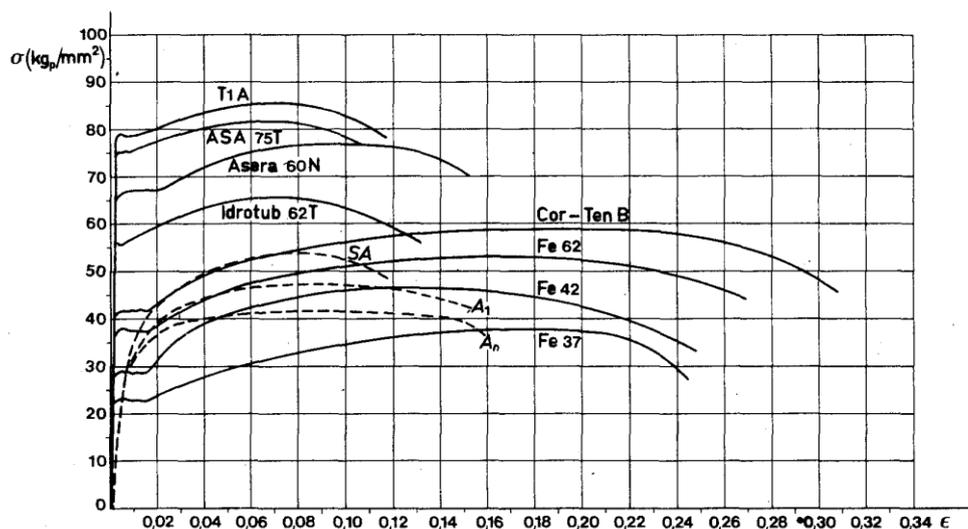


Fig.1.3: Confronto fra i diagrammi σ - ε di vari materiali metallici.

prova di compressione globale: mentre da un lato si ritiene che i valori della resistenza a compressione su provini singoli siano eguali a quelli rilevati dalla prova di trazione, presenta notevole interesse ai fini del comportamento globale dei profilati metallici la prova di compressione sull'intera sezione trasversale, denominata negli USA *stub column test*.

Operando su tronchi di profilato di dimensioni opportune (Fig. 1.4), si ricava il legame tra la tensione media e la deformazione applicata e si deduce il valore del modulo tangente medio E_m riferito all'intera sezione trasversale.

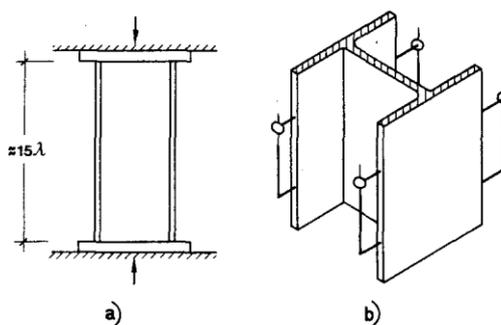


Fig.1.4: Prova di compressione globale ("stub column test"): a) schema; b) provino con estensimetro.

Il diagramma risultante da tali prove (Fig. 1.5), sovrapposto a quello corrispondente alla prova di trazione su provini singoli (*coupon test*), mette in evidenza un abbassamento del limite di elasticità dovuto alla presenza di "imperfezioni strutturali", quali stati di coazione preesistenti nel profilato (*tensioni residue*) e non omogenea distribuzione dello snervamento lungo la sezione trasversale;

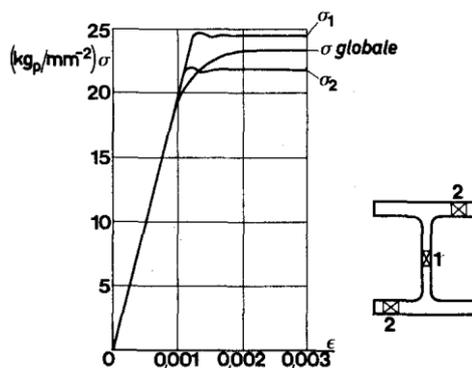


Fig.1.5: Risultati della prova di compressione globale confrontati con quelli della prova di trazione su singoli provini ricavati dalle ali, σ_2 e dall'anima σ_1 .

prova di durezza: le prove di durezza vengono effettuate con appositi apparecchi che si differenziano principalmente per la forma del penetratore (Brinell, Vickers, Rockwell) e

sono basate sulla misura del diametro dell'impronta di penetrazione nel provino di una sfera di acciaio sottoposta a un carico P per un certo intervallo di tempo.

La durezza Brinell è calcolata con la relazione seguente:

$$HB = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot (D - \sqrt{D^2 - d^2})} \quad (1.18)$$

dove D è il diametro della sfera (mm) e d il diametro dell'impronta (mm). I valori corrispondenti danno un indice della resistenza superficiale alla penetrazione e sono in genere grossolanamente proporzionali alla resistenza meccanica.

prova di resilienza: le prove di resilienza mirano a mettere in evidenza la tenacità dei metalli, intesa come resistenza alla rottura fragile. Si effettuano usualmente con apparecchi a caduta pendolare (*pendolo Charpy*) (Fig. 1.6a), operando su provette con intagli unificati (*KV, Mesnager, DVM, ecc.*) (Fig. 1.6c).

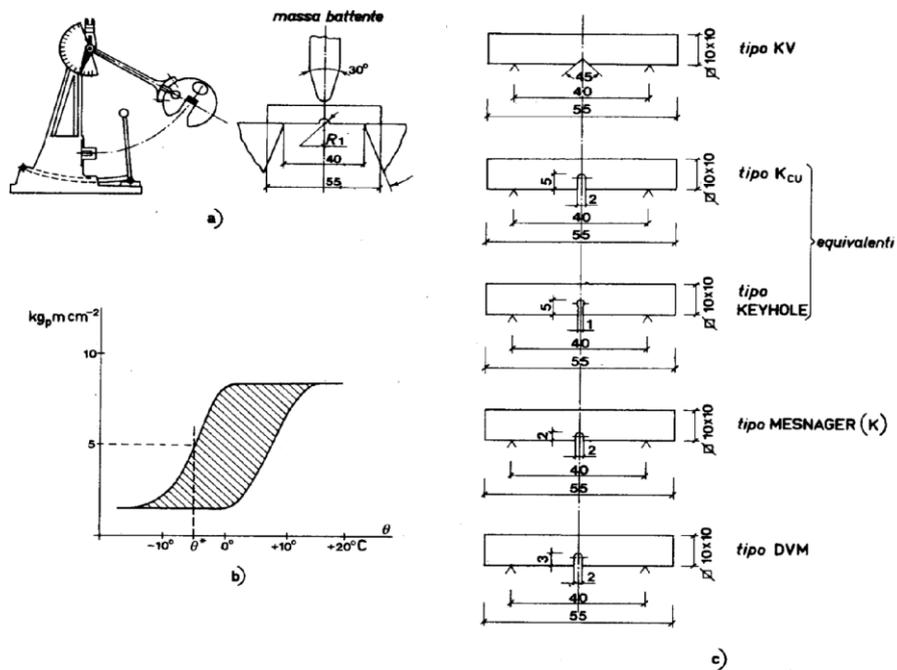


Fig.1.6: Prove di resilienza: a) pendolo Charpy; b) variazioni della resilienza in funzione della temperatura; c) provini.

Un apposito martello lasciato cadere dall'altezza h_0 produce la rottura per urto della provetta e risale ad un'altezza h ; la quantità $(h_0 - h)$ è proporzionale all'energia di rottura della provetta che, rapportata all'area di rottura, fornisce per definizione il valore della *resilienza* del metallo, espressa in $\text{kg}_p \text{ m cm}^{-2}$. Essa è in genere inversamente proporzionale alla resistenza meccanica e risulta molto influenzata dalla temperatura di prova che condiziona l'innescarsi ed il propagarsi della frattura. Il valore della resilienza rapportato alla temperatura riveste grande importanza come requisito di saldabilità. Le normative sono orientate a limitarne inferiormente i valori per strutture saldate, definendo θ^* come una temperatura di transizione fra zone con resilienza ammissibile o inammissibile (fig. 1.6b), da porre a confronto con le condizioni di esercizio. Operando sul contenuto di carbonio e di manganese possono ottenersi, per gli acciai, temperature di transizione di -35°C . Negli acciai calmati a grana fine con trattamento di normalizzazione e negli acciai bonificati si possono raggiungere temperature di transizione rispettivamente di -60°C e -70°C . Per scendere ulteriormente si ricorre all'aggiunta di nichel.

prova di piegatura: la prova consiste nel sottoporre la provetta ad una deformazione plastica mediante flessione ed ha lo scopo di accertare la capacità del materiale di sopportare, senza rompersi, grandi deformazioni a freddo. Le informazioni ottenute confermano in genere i valori dell'allungamento a rottura della prova di trazione;

prove di fatica: tali prove evidenziano l'abbassamento della resistenza meccanica di un materiale dopo che ha subito un ciclo di sollecitazioni di intensità oscillante nel tempo.

Esse si eseguono, per esempio, facendo rotare a velocità costante un provino attorno al suo asse, mentre il carico d'estremità resta verticale (Fig.1.7). Le sollecitazioni flessionali in ogni punto variano allora sinusoidalmente con il tempo t , per cui le fibre estreme della sezione $x-x$ saranno sollecitate da tensioni variabili tra un valore massimo di trazione σ_{max} , e un valore eguale ed opposto di compressione σ_{min} (Fig.1.7b).

Riportando in diagramma semilogaritmico i valori corrispondenti di $\sigma_r = \sigma_{max}$ ed N , con N numero dei cicli che determina la rottura, si ottiene la curva della fig.1.7c, la quale mostra che per un dato valore di σ è possibile sottoporre il provino a un numero N indefinito di cicli senza che intervenga la rottura (tratto orizzontale della curva). Il numero dei cicli per cui la curva $\sigma-N$ assume un andamento orizzontale dipende dalla qualità del materiale, potendosi passare da qualche milione a molti milioni di cicli.

I risultati delle ricerche effettuate sistematicamente dal *Wohler* sull'acciaio hanno mostrato inoltre che, a parità di sollecitazione massima, il numero di cicli necessario per raggiungere la rottura è tanto più grande quanto minore è l'ampiezza $\Delta\sigma$ dell'oscillazione tensionale e che la tensione può oscillare indefinitamente senza produrre rottura negli intervalli $(0 \div \sigma_0)$ e $(-\sigma_i \div +\sigma_i)$, ove si definiscono σ_0 , *resistenza originaria* e σ_i , *resistenza ad azioni invertite*, con $\sigma_i \leq \sigma_0$.

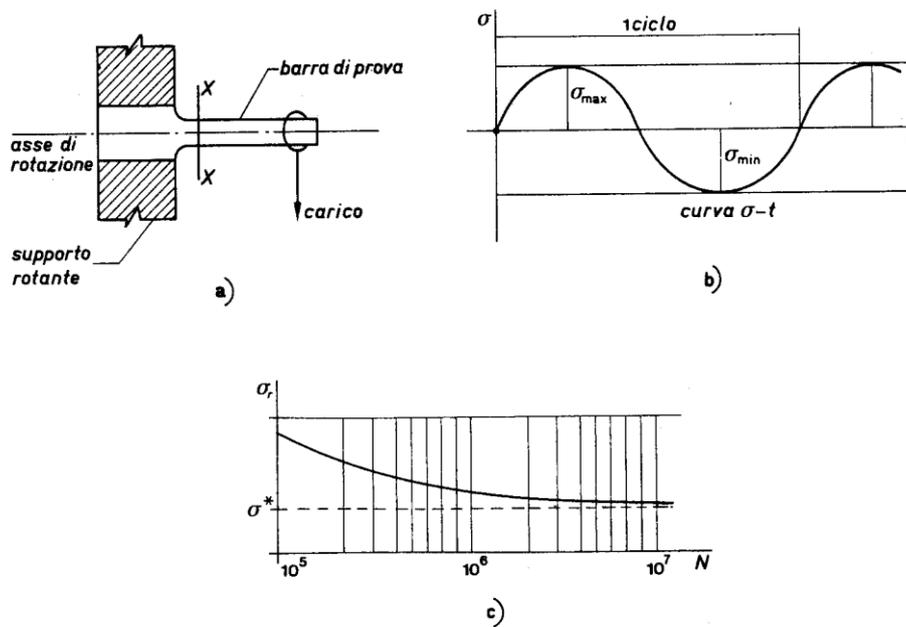


Fig. 1.7: Prove di fatica. a) modalità di prova; b) carico oscillante; c) diagramma $\sigma_R - N$.

determinazione diretta delle tensioni residue: sotto il nome di tensioni residue vengono indicati quei sistemi autoequilibrati di tensioni, che restano incamerati negli elementi metallici a causa dei vari processi di lavorazione cui sono sottoposti (laminazione, forgiatura, tempra, saldatura, ecc.) ed ivi producono una deformazione plastica non uniforme. Con riferimento ai profilati metallici, l'intensità e la distribuzione delle tensioni residue, oltre a dipendere dai processi tecnologici di laminazione o di saldatura, raffreddamento e successivo raddrizzamento, sono strettamente legate alla geometria della sezione trasversale.

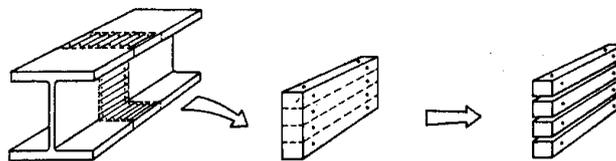


Fig. 1.8: Determinazione diretta delle tensioni residue ("section test").

Le prove di determinazione diretta della distribuzione delle tensioni residue (“sectioning test”) (Fig. 1.8) hanno fornito per ciascun profilo i corrispondenti diagrammi medi nelle ali e nell’anima (Fig. 1.9). La possibilità di associare alla geometria del profilato metallico una distribuzione standard di tensioni residue è di notevole importanza per consentire una corretta analisi teorica per la previsione del comportamento instabile.

Una misura indiretta ed approssimata della loro presenza può effettuarsi mediante la prova di compressione globale.

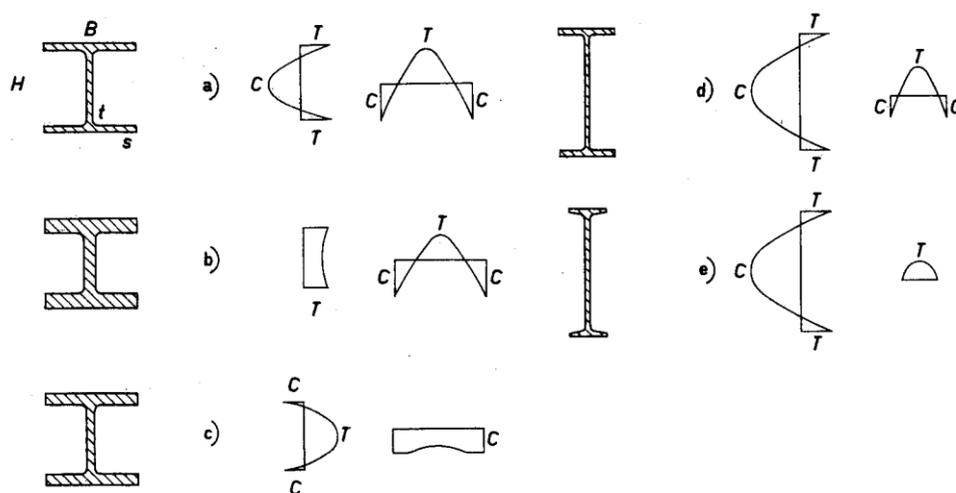


Fig. 1.9: Distribuzioni tipo di tensioni residue da raffreddamento associate a varie categorie geometriche di profilati di acciaio (T, trazione; C, compressione).

1.5.2 Le forme e i tipi dei materiali metallici da carpenteria

L'industria siderurgica fornisce per la progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti. Salvo alcuni elementi speciali (apparecchi di appoggio, vincoli, ecc.), ottenuti con i metodi della fucinatura o fonderia, tutti i prodotti da carpenteria provengono dal processo di laminazione. Da un lato le lamiere che rappresentano elementi base con cui è possibile realizzare qualsiasi forma geometrica, dall'altro i profilati i cui tipi e dimensioni derivano da una preprogettazione che fornisce elementi strutturali già “prefabbricati” nell'intento di soddisfare le esigenze costruttive. Lamiere e profilati danno corpo al cosiddetto sagomario, la cui unificazione è già notevolmente spinta su scala europea e si sta estendendo a tutto il mondo. Del sagomario fanno parte i profilati ad I e ad H con ali parallele (tipi IPE e HE), i profilati ad U ed a L con lati eguali e diseguali, i tubi

tondi, quadrati e rettangolari (Fig.1.10).

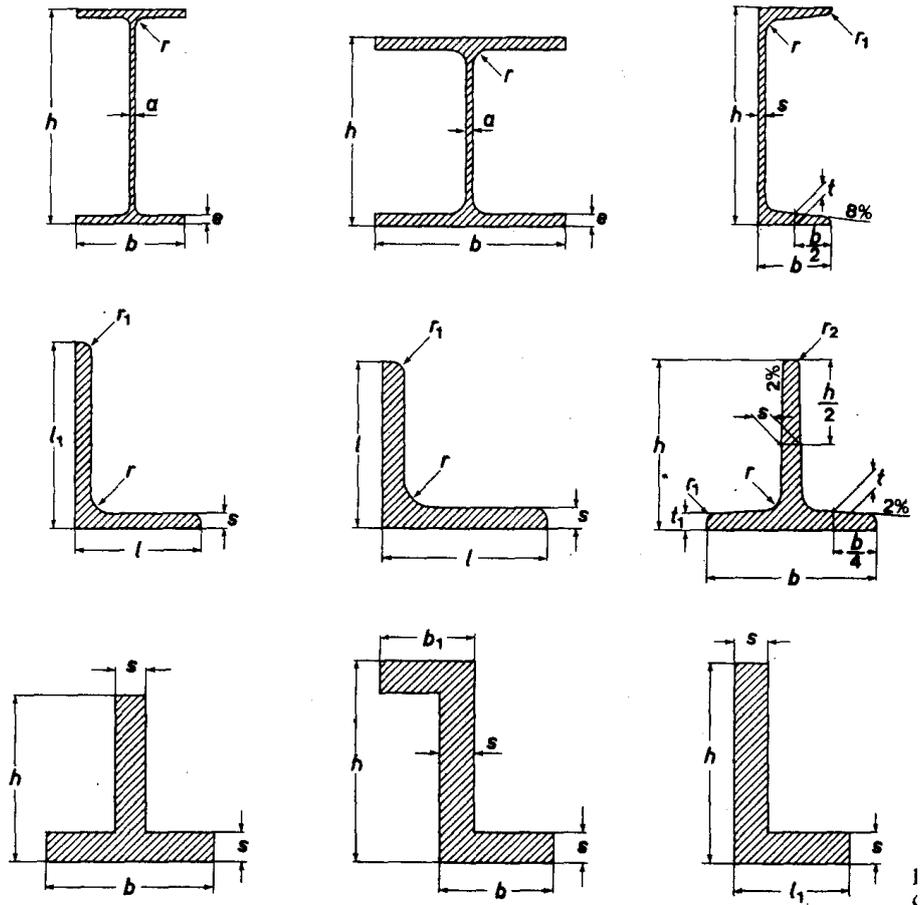


Fig.1.10: Profilati di acciaio dal sagomario.

Analoghe forme, ma con dimensioni non contenute nel sagomario, possono ottenersi per la saldatura di lamiera a caldo. Nelle travi ad I saldate (Fig.1.11a) si può perseguire il massimo sfruttamento del materiale differenziandone i tipi fra ali ed anima, o usando ali di tipo speciale (Fig.1.11b). Numerosi profili possono ancora ottenersi dalle lamiere con lavorazione a caldo mediante stampaggio alla pressa o a freddo mediante piegatrici. Svariate forme composte si possono creare dall'accoppiamento di profili (Fig. 1.12). Per usi particolari si utilizzano lamiere a caldo irrigidite da opportuni risalti (lamiere stirate e

lamiera bugnate). Dalla lamiera sottile a freddo si ottengono le sagome ondulate, grecate e scatolate, di vastissimo impiego nella formazione di solai, tettoie, coperture e pareti.

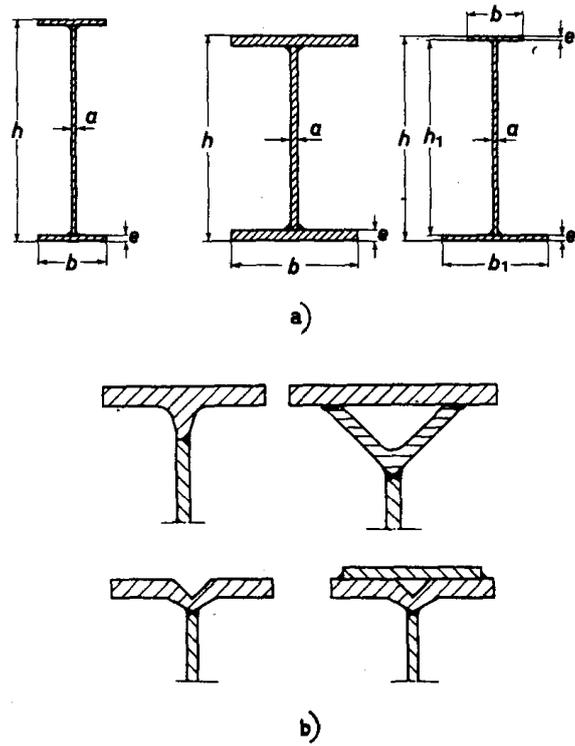


Fig.1.11: Profili a doppia T saldati di acciaio:
a) con ali di tipo normale; b) con ali di tipo speciale.

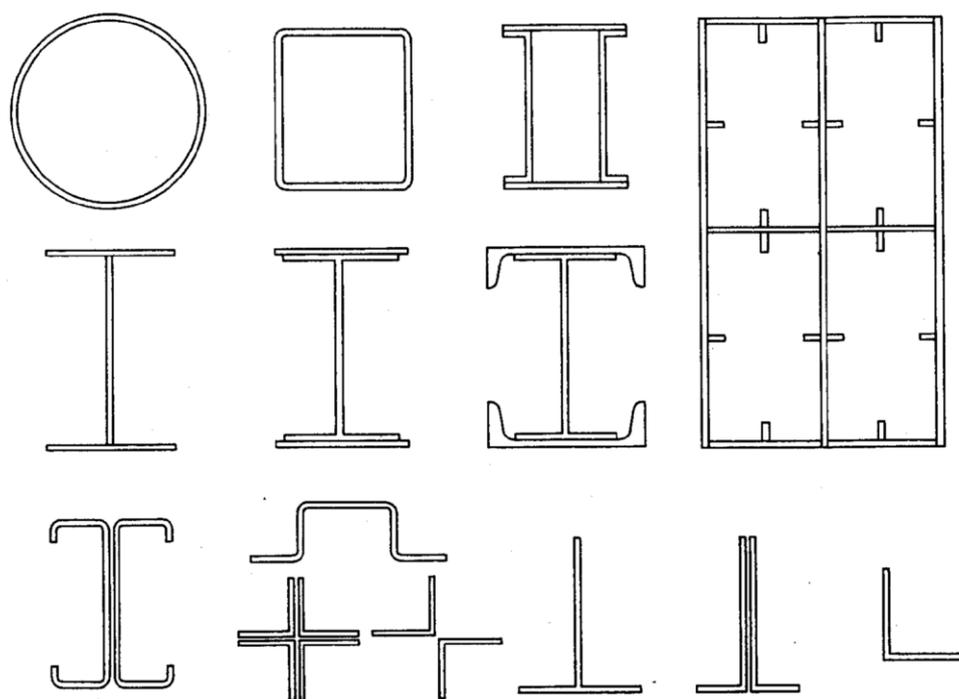


Fig.1.12: Profili chiusi e composti.

A tale varietà di forme si accoppia un'estesa gamma di materiali metallici da carpenteria. Agli acciai al carbonio unificati (Tab. 1.9) di comune impiego, si affiancano i più moderni tipi di acciai a elevato limite elastico (EX-TEN 45, 50, 55; COR-TEN A, B, C; T-1A e B) (Tab. 1.10), cui si ricorre con uso parziale e a volte totale per opere di notevole mole allo scopo da un lato, di ridurre il peso della struttura, dall'altro di consentire una unificazione sempre più spinta degli elementi strutturali giocando sulle caratteristiche di resistenza differenziate in rapporto all'impiego statico dei singoli elementi.

Tab.1.9: Acciai al carbonio unificati.

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	
Riferimento				D
Materiale Base: Spessore minimo delle membrature	S235, s ≤ 30mm S275, s ≤ 30mm	S355, s ≤ 30mm S235 S275	S235 S275 S355 S460, s ≤ 30mm	S235 S275 S355 S460 (Nota 1) Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare EN ISO 3834-4	Medio EN ISO 3834-3	Medio EN ISO 3834-3	Completo EN ISO 3834-2
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

Tab.1.10: Acciai ad elevato limite di snervamento.

Tipo di acciaio	Prova di trazione				α	Prova di piegatura			
	Resistenza a trazione min σ_r (kg _p /mm ²)	Snervamento min σ_s (kg _p /mm ²)	Allungamento min ϵ_0			Diámetro mandrino D per spessori a (mm)			
			A	A (8 s)		<19	>19÷25	>25÷38	>38÷100
EX-TEN 45	45,5	31,5	21	19	180°	1a	1,5a	2a	—
EX-TEN 50	49,0	35,0	20	18	180°	1a	1,5a	2a	—
EX-TEN 55	52,5	38,5	19	17	180°	1,5a	—	—	—
COR-TEN A	49	35	22	19	180°	1a	—	—	—
COR-TEN B	49	35	20	19	180°	1a	1,5a	2a	2,5a
COR-TEN C	56	42	20	16	180°	1a	1,5a	—	—
								>25÷50	
T-1	80÷95	70	14	—	180°	2a	2a	3a	—
T-1 A	80÷95	70	14	—	180°	2a	2a	3a	—
T-1 B	80÷95	70	14	—	180°	2a	2a	3a	—

Le leghe leggere sono di norma prodotte o per fusione in getti o mediante lavorazioni plastiche (estrusione per profilati, laminazione per i cilindri per lamiere e nastri, trafilatura per profilati piccoli o fili). I componenti fondamentali delle leghe leggere sono l'alluminio ed il magnesio. Fra le leghe italiane per laminati e profilati strutturali si ricordano l'Anticorodal, l'Ergal, l'Avional, il Chitonal, l'Electron, il Perluman, l'Unidar, che coprono una vasta gamma di valori per la resistenza meccanica (snervamento da 10 a 50 kgpmm²), per l'adattabilità plastica (allungamento percentuale da 10 a 30), per la resistenza alla corrosione, in relazione alle esigenze di destinazione (sovrastutture di rivestimento e pannellature, strutture a elevata resistenza meccanica e alla corrosione).

Capitolo 2

ANALISI STRUTTURALE

2.1 Introduzione

L'analisi di strutture in acciaio presenta molti aspetti critici dovendo considerare diversi fenomeni quali stabilità a livello locale e globale, comportamento post-elastico, deformabilità, generalmente assenti o poco rilevanti in altre tipologie strutturali. Infatti, sebbene la significativa estensione del campo elastico nelle relazioni tensione-deformazione dell'acciaio farebbe pensare a metodologie di analisi essenzialmente elastico-lineari delle strutture, tale apparente semplicità richiede di essere integrata per poter riprodurre altri aspetti del comportamento strutturale come ad esempio:

- il comportamento nodale che può essere caratterizzato da parziale grado di connessione ovvero da cedevolezze elastiche o elasto-plastiche concentrate;
- l'instabilità che può condizionare il comportamento globale rendendo talora necessaria la valutazione degli effetti del secondo ordine;
- l'instabilità delle membrature il cui effetto può richiedere una analisi separata o sommarsi alla instabilità globale richiedendo analisi che tengano conto di entrambi i fenomeni;
- la presenza di imperfezioni geometriche (fuori piombo dei pilastri rispetto alla verticale, inflessione delle singole aste, imperfezione della forma della sezione) e meccaniche (tensioni residue, variazioni della resistenza nell'ambito della sezione), che condizionano prevalentemente il comportamento instabile delle membrature;
- la instabilità locale che può condizionare il comportamento delle sezioni impedendo il raggiungimento delle resistenze nominali plastiche o anche elastiche.

In aggiunta al campo di comportamento elastico del materiale, altrettanto significativo è quello post-elastico cui è generalmente utile far riferimento. Infine, il comportamento plastico delle strutture è condizionato, oltre che dalle problematiche sopra evidenziate, dall'influenza delle caratteristiche sezionali sull'evoluzione plastica delle sezioni. Infatti, in

relazione alla snellezza locale delle parti compresse delle sezioni, possono aversi differenti capacità plastiche delle membrature.

Naturalmente fenomeni come l'instabilità, la plasticità, la semirigidità delle connessioni non sono, in linea di principio, prerogativa delle costruzioni metalliche, ma trovano in esse uno spazio ed una rilevanza molto maggiore rispetto ad altre tipologie strutturali.

2.2 Criteri di verifica delle strutture

La sicurezza strutturale rispetto al possibile collasso rappresenta l'aspetto più rilevante delle verifiche di accettabilità delle strutture. Altri aspetti del comportamento delle strutture, prevalentemente connessi alla risposta in condizioni di servizio, vanno tuttavia considerati per garantire la funzionalità delle opere. Pertanto l'insieme dei controlli necessari per verificare le strutture si articola in due grandi capitoli: verifiche agli Stati Limite Ultimi, attinenti alla sicurezza, e verifiche agli Stati Limite di Esercizio o Servizio, attinenti al controllo di funzionalità e durabilità.

2.2.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

I principali stati limite ultimi da considerare, riprendendo il D.M. 14/01/08, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura o delle sue parti durante tutta la vita nominale, comprese le fasi di costruzione e riparazione. *Tale aspetto è non secondario se si riflette sulla casistica antinfortunistica frequentemente interessata da eventi connessi ad una scarsa considerazione delle condizioni transitorie;*
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento, o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità locale o dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme;
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni di resistenza indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

2.2.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

I principali stati limite di esercizio, in relazione alle tipologie strutturali, sono i seguenti:

- *stato limite di deformazione e/o spostamento*, finalizzato ad evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti, garantiscano accettabili livelli di comfort; il superamento di tali limiti potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;

- *stato limite di plasticizzazione locale*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*, rilevante anche nel caso in cui il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

2.3 Classificazione delle sezioni trasversali

La classificazione delle sezioni rette delle membrature costituenti la struttura in base alla loro capacità di deformazione (rotazione) plastica rappresenta un passaggio preliminare rispetto alla disamina dei diversi metodi di analisi e verifica cui si può far riferimento nell'ambito della progettazione di strutture in acciaio.

Infatti, le membrature hanno un comportamento diverso in funzione della snellezza delle parti compresse delle sezioni. Si passa da membrature con sezioni compatte, capaci di raggiungere il momento plastico con deformazioni considerevoli senza riduzione di momento, a sezioni moderatamente snelle capaci di raggiungere solo il momento al limite elastico, a sezioni snelle in cui la capacità portante per effetto dell'instabilità locale arresta la sua crescita a livelli delle tensioni massime nelle parti compresse inferiori al limite elastico o di snervamento del materiale.

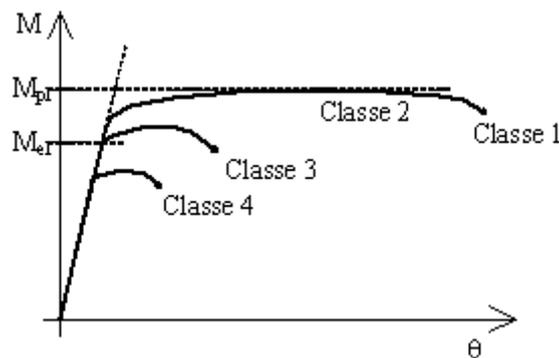


Fig. 2.1: Possibili diagrammi Momento-Curvatura per profili con sezioni appartenenti alle quattro classi.

Il parametro discriminante per la attribuzione di una sezione ad una o all'altra classe è la sua capacità rotazionale definita come:

$$C_g = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1 \quad (2.1)$$

con ϑ_x e ϑ_y curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Di seguito si riportano le caratteristiche di comportamento delle sezioni appartenenti alle 4 classi introdotte nelle moderne normative.

Classe 1: appartengono alla classe 1 le sezioni (sezioni compatte) che sono in grado di raggiungere il momento plastico M_{pl} con la formazione di una cerniera plastica avente una capacità rotazionale sufficientemente elevata per consentire il calcolo plastico senza che si osservi una riduzione di resistenza nelle cerniere plastiche. Per le sezioni di classe 1 si può ritenere $C_g \geq 3$.

Classe 2: appartengono alla classe 2 le sezioni (sezioni semicompatte) che sono in grado di raggiungere il momento plastico M_{pl} con la formazione di una cerniera plastica avente una capacità rotazionale limitata, ma sufficientemente elevata per consentire il calcolo plastico. Per le sezioni di classe 2 si può ritenere $C_g \geq 1.5$.

Classe 3: appartengono alla classe 3 le sezioni (sezioni moderatamente snelle) che sono in grado di raggiungere il momento al limite elastico M_{el} , ma non di superarlo; infatti l'instabilità locale impedisce ogni ulteriore incremento di deformazione oltre il limite elastico e, quindi, il raggiungimento del momento plastico.

Classe 4: appartengono alla classe 4 le sezioni (sezioni snelle) in cui il momento massimo viene raggiunto mentre il punto più sollecitato della parte compressa della sezione raggiunge una tensione inferiore a quella limite, pari a quella che determina l'instabilità locale della parte considerata. In altre parole in tali profili la instabilità locale interviene prima del raggiungimento nelle parti compresse della tensione limite elastica di snervamento.

Nella classe 4, per tener conto della riduzione di resistenza rispetto a quella elastica introdotta dalla instabilità locale, si utilizzano metodi ingegneristici basati sulla definizione di una sezione convenzionalmente ridotta rispetto a quella effettiva. La riduzione di larghezza delle parti soggette alla instabilità locale è dimensionata in modo che la parte ridotta abbia una resistenza elastica pari a quella determinata dalla instabilità locale nella parte non modificata (vedi EN 1993-1-5, 5.2.2.).

Al fine di classificare le sezioni in base alla loro capacità rotazionale, si individuano per le parti compresse delle sezioni (piattabande o anime di profili a T, ad I, scatolari, ad L), ed in funzione del tipo di sollecitazione (totale o parziale, costante o variabile), intervalli di appartenenza dei rapporti larghezza-spessore delle parti compresse caratterizzati da decrescente capacità di deformazione plastica prima della instabilità locale. Si attribuisce poi alla sezione la stessa classe di appartenenza delle sue parti compresse, se queste appartengono alla stessa classe, ovvero la classe superiore tra quelle attribuite alle parti compresse. Le tabelle che seguono (Tabb. 2.Ia, 2.Ib, 2.Ic) sono relative rispettivamente alle anime di sezioni a doppio T, ad I o scatolari, alle ali di sezioni a doppio T ed a C, alle sezioni ad L o circolari, in presenza di distribuzioni di tensioni da flessione o pressoflessione.

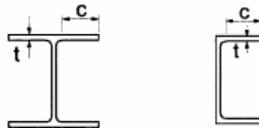
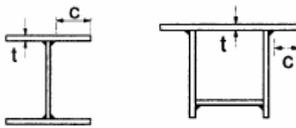
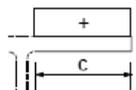
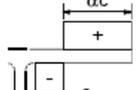
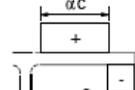
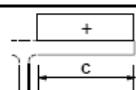
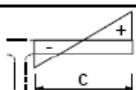
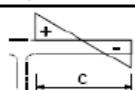
Quando una parte della sezione (ala o anima) non soddisfa i limiti per appartenere alla classe 3, la sezione si classifica come appartenente alla classe 4.

Tab. 2.Ia: Massimi rapporti larghezza-spessore per parti compresse.

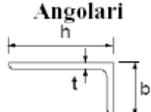
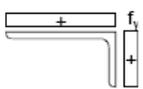
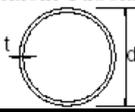
		Parti interne compresse				
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{39\epsilon e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{45\epsilon e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{vz}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_v > f_{vz}/E$

Tab. 2.Ib: Massimi rapporti larghezza-spessore per parti compresse .

Piattabande esterne						
 Profilati laminati a caldo			 Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab. 2.Ic: Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse.

<div style="text-align: center;">  <p>Angolari</p> </div> <p>Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti</p>						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)	<div style="text-align: center;">  </div>					
3	$h/t \leq 15\varepsilon \quad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<div style="text-align: center;">  <p>Sezioni Tubolari</p> </div>						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ NOTE: Per $d/t > 90\varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

2.4 Calcolo della capacità resistente delle sezioni

Il calcolo del valore di progetto della capacità resistente ultima della sezione (ad esempio, in termini di momento flettente M_{Rd}) può essere determinata considerando in prima istanza due ipotesi di comportamento del materiale e, dunque, due corrispondenti metodologie di verifica delle sezioni. In particolare, tali metodologie sono brevemente descritte nel seguito:

- metodologia di Verifica Elastica (E), basata sull'assunzione di un legame elastico tra tensioni e deformazioni del materiale acciaio;
- metodologia di Verifica Plastica (P), basata sull'assunzione di un legame rigido-plastico tra tensioni e deformazioni dell'acciaio.

Inoltre è possibile derivare i valori della resistenza considerando leggi elasto-plastiche più complesse, capaci di tenere in conto fenomeni quali il possibile incrudimento del materiale e, soprattutto, l'insorgere di fenomeni di instabilità locale all'interno delle singole parti compresse della sezione trasversale. Per gli usuali impieghi progettuali, tuttavia, la scelta può restringersi al metodo elastico (E) e plastico (P) con alcune specificità derivanti dalle caratteristiche della risposta attese per le diverse membrature in termini di comportamento flessionale e duttilità, secondo quanto descritto a proposito della classificazione proposta nel paragrafo precedente.

In particolare, è chiaro che metodi di analisi basati sulla disponibilità di un rilevante comportamento plastico della sezione possono essere messi in campo soltanto nei casi in cui la sezione sia sufficientemente compatta (non sensibile a fenomeni di instabilità locale) in quanto capace di raggiungere il momento plastico M_{pl} (dunque, soltanto per profili di Classe 1 e 2, sulla base di quanto simbolicamente rappresentato in *Fig. 2.1*). Allo stesso modo, per le sezioni snelle, caratterizzate dall'insorgenza di fenomeni di instabilità locale per valori di tensione inferiori a quelli di snervamento, è necessario ridefinire la sezione per tener conto di tali fenomeni pur applicando metodi di verifica elastica.

In definitiva, per le quattro classi di sezioni già individuate è possibile far riferimento alle metodologie di verifica della capacità delle sezioni riportate di seguito:

- classe 1 verifica secondo il metodo elastico (E) o plastico (P);
- classe 2 verifica secondo il metodo elastico (E) o plastico (P);
- classe 3 verifica esclusivamente secondo il metodo elastico (E);
- classe 4 verifica secondo il metodo elastico (E) con riferimento ad una sezione "efficace" depurata, cioè, delle parti più snelle soggette a compressione, al fine di tener conto dell'instabilità locale (cfr. EN 1993-1-5).

Infine, quanto al metodo di verifica elasto-plastico, esso può essere applicato a sezioni appartenenti a tutte le classi purché sia in grado di riprodurre i fenomeni caratteristici del loro comportamento (risposta post-elastica per sezioni di classe 1 e 2, instabilità locale per sezioni di classe 4).

2.5 Analisi strutturale

L'analisi delle sollecitazioni derivanti dall'applicazione dei valori di calcolo X_{Ed} delle azioni sulla struttura può essere condotta, in linea di principio, secondo vari "metodi di analisi globale". Come si vedrà nel seguito, la scelta del metodo di analisi da utilizzare con riferimento alla struttura oggetto di studio dipende anche dalle caratteristiche delle membrature che la costituiscono ed è strettamente connessa alla loro classificazione in termini di comportamento flessionale secondo quanto detto nel paragrafo precedente.

In particolare, quando si ipotizza di valutare la resistenza della sezione tramite il metodo plastico descritto nel paragrafo precedente, è possibile pure considerare gli effetti della plasticizzazione di alcune sezioni sulla distribuzione delle sollecitazioni di progetto sulla struttura. Pertanto, mentre in strutture isostatiche, il raggiungimento della resistenza (plastica) in una sezione comporta una condizione di incipiente labilità e, dunque, deve

essere considerata come condizione di collasso della struttura, in strutture iperstatiche essa può condurre a ridistribuzioni equilibrate delle sollecitazioni derivate elasticamente.

La Fig. 2.2 mostra sinteticamente il risultato dell'associazione tra metodi di analisi globale e metodi di verifica in strutture isostatiche. In questi casi non è possibile derivare distribuzioni di sollecitazioni diverse da quella elastica caratterizzata da momento nullo sull'appoggio e massimo in mezzeria. L'unica differenza può derivare dalla scelta del metodo di verifica delle sezioni essendo generalmente diversi i momenti $M_{el,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$.

		Metodo di Verifica	
		Elastico (E)	Plastico (P)
Metodo di Analisi Globale	Elastico (E)		
	Plastico (P)		

Fig. 2.2: Possibili associazioni tra metodo di verifica locale e di analisi globale delle strutture: il caso della trave appoggiata-appoggiata.

Il caso delle strutture iperstatiche viene, invece, sintetizzato nella Fig. 2.3 con riferimento ad una trave doppiamente incastrata. In particolare, il carico massimo derivante dalla verifica elastica delle sezioni critiche, condotta con riferimento a sollecitazioni calcolate elasticamente, risulta ancora inferiore a quello che deriverebbe da una verifica con il metodo plastico condotta con riferimento alle medesime sollecitazioni. Diversamente dal caso precedente, invece, l'analisi plastica a livello globale consente una redistribuzione delle tensioni ed un ulteriore incremento del carico ultimo.

Infatti la condizione di collasso si verifica alla formazione del meccanismo con i momenti minimi e massimi pari al momento plastico della sezione.

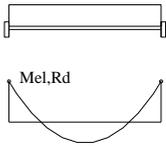
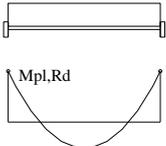
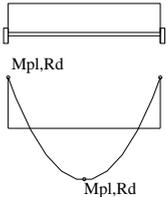
		Metodo di Verifica	
		Elastico (E)	Plastico (P)
Metodo di Analisi Globale	Elastico (E)		
	Plastico (P)		

Fig. 2.3: Possibili associazioni tra metodo di verifica locale e di analisi globale delle strutture: il caso della trave incastrata-incastrata.

In definitiva, con riferimento specifico alle strutture in acciaio è possibile considerare i tre metodi brevemente commentati nel seguito.

A) Il metodo elastico (E).

Il metodo elastico può sempre essere applicato, sebbene le caratteristiche ultime delle sezioni assumano un significato diverso in relazione alla classe di appartenenza delle sezioni stesse. Per le sezioni di classe 1 o 2 il momento ultimo può essere assunto pari al momento limite elastico ovvero al momento plastico. Per le sezioni di classe 3 il momento ultimo deve essere assunto pari al momento limite elastico. Per le sezioni di classe 4 il momento ultimo deve essere assunto pari al momento per il quale si verifica la instabilità locale delle parti compresse. Tale momento, per i criteri adottati nella normativa nazionale ed europea, è rappresentato dal momento limite elastico della sezione ridotta per tener conto della snellezza delle parti compresse snelle.

B) Il metodo plastico (P)

Il metodo plastico assume un comportamento rigido plastico delle strutture, ovvero trascura la deformazione elastica delle membrature concentrando la deformazione nelle sezioni che superano la soglia elastica e sono sede di plasticizzazioni ovvero di cerniere plastiche. Il metodo in parola non consente, in generale, di valutare la domanda di deformazione plastica e, quindi, è utilizzabile soltanto per membrature con sezione di classe 1. Inoltre, in presenza di una forza tagliante maggiore del 10% della resistenza a taglio

applicata alla sezione sede della cerniera plastica, occorre disporre irrigidimenti a taglio per una lunghezza lungo la trave pari ad $h/2$ dalla cerniera plastica dove h è la altezza della sezione.

C) Il metodo elastoplastico (EP)

Il metodo elastoplastico assume legami momento-curvatura o momento rotazione non lineare (bi-lineare, trilineare o più complesso) e, pertanto, permette la valutazione dell'impegno plastico relativo. Per tale motivo è utilizzabile con membrature aventi sezione di qualsiasi classe. Nella tabella 2.II che segue viene riassunta la relazione tra classe delle sezioni e metodi di analisi globale e di verifica delle sezioni.

Tab. 2.II: Associazioni possibili tra metodi di analisi globale e verifica sezioni.

	Metodo di analisi globale	Metodo di verifica della sezione	Sezioni classe 1	Sezioni classe 2	Sezioni classe 3	Sezioni classe 4
1	E	E	*	*	*	*
2	E	P	*	*		
3	E	EP	*	*	*	*
4	P	P	*			
5	EP	EP	*	*	*	*

Nei vari casi in tabella (1, 2, 3, 4, 5) le sollecitazioni ottenute dalla analisi devono rispettare la verifica di sicurezza:

$$S_{i,j} \leq R_{i,j} \quad (2.2)$$

Nel caso 1 (E-E) la caratteristica di resistenza $R_{i,j}$ è determinata per le sezioni di classe 1, 2 o 3 come caratteristica al limite elastico e per la classe 4 come caratteristica al limite elastico della sezione ridotta per tenere conto della snellezza delle parti compresse.

In presenza di profili di classe 1 o 2 è possibile consentire una limitata redistribuzione plastica dei momenti in travi continue dove, seguendo un'analisi elastica, alcuni picchi di momento superano la resistenza plastica al massimo del 15%. In tal caso le parti sottoposte a valori del momento eccedenti quelli plastici possono subire la redistribuzione dei momenti, garantendo che le caratteristiche della sollecitazione nel telaio rimangano in equilibrio con le azioni esterne e l'instabilità flessione-torsionale delle membrature sia impedita.

Nel caso 2 (E-P), applicabile solo per sezioni di classe 1 e 2, le sollecitazioni ottenute dalla analisi devono rispettare il controllo di resistenza valutando la caratteristica di resistenza $R_{i,j}$ con il metodo plastico.

Nel caso 3 (E-EP) le sollecitazioni ottenute dall'analisi devono rispettare il controllo di resistenza valutando la caratteristica di resistenza $R_{i,j}$ per le classi 1,2,3 e 4 prevedendo un "impegno deformativo" limitato, compatibile con le caratteristiche specifiche delle sezioni..

Nel caso 4 (P-P) si applica il metodo plastico senza poter valutare l'impegno deformativo in campo plastico delle sezioni. Pertanto è possibile solo utilizzare sezioni di classe 1 per le quali la capacità rotazionale è elevata e, comunque, sufficiente a consentire lo sviluppo dei meccanismi plastici. Quando si applica il metodo plastico le sezioni sede di deformazioni plastiche (cerniere plastiche) devono essere doppiamente simmetriche o semplicemente simmetriche con il piano di simmetria parallelo al piano in cui avviene la rotazione plastica. Inoltre nel nodo sede di cerniera plastica la connessione deve avere una resistenza sufficiente ad assicurare che la cerniera rimanga nella membratura, o deve essere capace di sostenere la resistenza plastica per una sufficiente rotazione (vedi EN1993-1-8).

L'analisi rigido plastica può essere applicata se non sono da considerare effetti del II ordine. In questo caso i nodi devono essere classificati solo in base alla resistenza, trascurando le loro caratteristiche deformative. Infatti, il collasso di un telaio con significativi effetti del II ordine può avvenire prima della formazione di tutte le cerniere plastiche necessarie alla formazione del meccanismo del I ordine.

Nel caso 5 (EP-EP) si prevede di usare metodi elastoplastici o plastici incrementali in cui al crescere delle azioni si assiste al progressivo evolversi delle plasticizzazioni, che si arresta quando in una sezione si raggiunge il limite della capacità rotazionale. In tal senso il metodo può essere applicato a strutture con sezioni di classe qualsiasi con l'ovvia considerazione che i profili di classe 1 hanno una capacità plastica potenzialmente illimitata o molto elevata, quelli di classe 2 hanno una capacità plastica limitata mentre quelli di classe 3 e 4 non hanno alcuna capacità plastica e, quindi, il loro impegno non può essere esteso oltre il campo elastico.

2.6 Metodi di Verifica della Resistenza e di Analisi Globale: alcune applicazioni esemplificative

Al fine di mettere in luce, da un lato, le possibili scelte alternative per la valutazione della resistenza delle membrature e per l'analisi globale delle strutture nel loro complesso e, dall'altro, le eventuali differenze che possono derivarne in termini di previsione dei valori delle azioni che portano al raggiungimento dello Stato Limite Ultimo (per tensioni normali nella fattispecie), si propongono alcune applicazioni esemplificative.

Le applicazioni in parola hanno per oggetto travi caratterizzate da diverso schema statico, ma realizzate tramite un profilo IPE 600 in acciaio S 275 ($f_{ay}=275$ MPa) e luce $L=10$ m. In tutti i casi si considererà un valore di calcolo $q_d=15$ kN/m del carico uniformemente ripartito.

Prima di procedere all'analisi dei suddetti schemi ed alla valutazione della resistenza della sezione trasversale è necessario classificare il profilo secondo quanto enunciato nel paragrafo 2.3 al fine di poter comprendere quali siano le possibili scelte in termini di metodo di analisi e di verifica di resistenza, secondo quanto riportato, ad esempio, nella Tab. 2.II.

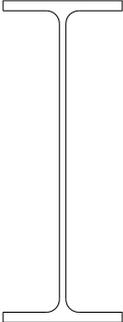
	IPE 600				
	Dati geometrici				
h=	600	mm	g=	1,20	kN/m
b=	220	mm	A=	15598	mm ²
t _w =	12	mm	W _y =	3069400	mm ³
t _f =	19	mm	W _z =	307940	mm ³
r=	24	mm	A _v =	8378	mm ²

Fig. 2.4: Profilo IPE 600: principali caratteristiche geometriche.

Mentre i moduli elastici W_y e W_z si ricavano dai momenti di inerzia (e per la sezione in esame si ottiene $W_y = I_y / (h/2)$ e $W_z = I_{yz} / (b/2)$), il modulo di resistenza flessionale plastico, per sezione simmetrica rispetto all'asse neutro che divide la sezione in due parti di uguale area, vale: $W_{pl,y} = 2 S_y$ essendo S_y il momento statico della parte superiore o inferiore della sezione. Nel caso in esame si ottiene:

$$S_y = 220 \cdot 19 \cdot (300 - 19/2) + 12 \cdot (300 - 19)^2 / 2 + [2 \cdot 24^2 - \pi \cdot 24^2 / 2] \cdot (300 - 19 - 0.2234 \cdot 24) = 1214290 + 473766 + 68144 = 1756200 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 2 \cdot 1756200 = 3512400 \text{ mm}^3$$

Per la classificazione della sezione si considera prima l'ala e, quindi, l'anima.

Risulta:

-ala (in compressione):

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2 \cdot r)}{t_f} = \frac{(220 - 12 - 2 \cdot 24)}{19} = 4,21 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 8,31;$$

-anima (in flessione):

$$\frac{c}{t} = \frac{(h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r)}{t_f} = \frac{(600 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 24)}{12} = 42,83 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 66,56.$$

Entrambe le parti della sezione possono classificarsi, dunque, in Classe 1 secondo quanto mostrato nel paragrafo 2.3. Pertanto, in accordo al contenuto della Tab. 2.II, è possibile effettuare tanto la verifica elastica quanto quella plastica della sezione e, nel secondo caso, è possibile derivare le sollecitazioni tanto da un'analisi elastica che da un'analisi plastica globale.

2.6.1 Il caso della trave semplicemente appoggiata

La sezione trasversale della trave oggetto di studio è stata attribuita alla Classe 1, secondo quanto previsto dalle tabelle riportate nel paragrafo 2.3. Pertanto è possibile ricorrere tanto al metodo di verifica elastico che a quello plastico derivando i due valori seguenti del momento resistente (elastico e plastico):

$$\text{- momento resistente elastico: } M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_{ak}}{\gamma_{M0}} = \frac{3069400 \cdot 275}{1,05} = 803,90 \text{ kNm};$$

$$\text{- momento resistente plastico: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{ak}}{\gamma_{M0}} = \frac{3512400 \cdot 275}{1,05} = 919,91 \text{ kNm}.$$

Quanto ai metodi di analisi globale della struttura, l'appartenenza alla Classe 1 della sezione della trave, permette di poter procedere (come precisato nella Tab. 2.II) ad analisi di tipo elastico o plastico, secondo gli schemi rappresentati nella Fig. 2.2. Poiché lo schema in oggetto risulta isostatico, non c'è alcuna possibilità di redistribuzione delle azioni all'interno della struttura dopo la prima plasticizzazione della sezione di mezzeria. Pertanto, il diagramma del momento in condizioni ultime (Fig. 2.2) è rappresentato dalla medesima parabola con valore massimo:

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8},$$

ed il valore massimo q_{Rd} del carico che può essere sostenuto dalla trave può derivarsi uguagliando tale momento al valore resistente M_{Rd} determinato come sopra:

$$M_{Rd} = \frac{q_{Rd} \cdot L^2}{8} \Rightarrow q_{Rd} = \frac{8 \cdot M_{Rd}}{L^2}.$$

In definitiva, i diversi accoppiamenti possibili tra metodi di analisi e di verifica della sicurezza portano, dunque, ad altrettanto diversi valori del fattore di sicurezza della verifica definito come rapporto q_{Rd}/q_d .

Tab. 2.III: confronto tra le varie possibilità di analisi e verifica strutturale.

	Analisi	Verifica	M_{Rd} [kNm]	q_{Rd} [kN/m]	q_{Rd}/q_d
1	Elastica	Elastica	803,89	64,31	4,287
2	Elastica	Plastica	919,91	73,59	4,906
3	Plastica	Plastica	919,91	73,59	4,906

2.6.2 Il caso della trave incastrata-incastrata

La verifica sezionale, condotta secondo il metodo elastico (E) o plastico (P), conduce ai valori delle resistenze $M_{el,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$ già riportati nel paragrafo precedente.

Nel caso della trave incastrata-incastrata, però, l'applicazione del metodo di analisi plastica determina soluzioni diverse da quelle derivabili elasticamente. La Fig. 2.3 rende

conto di questa differenza tra le due metodologie applicate al caso in oggetto. In particolare, la condizione di collasso derivante dall'applicazione del *metodo elastico* (E) porta alla definizione di un valore massimo del carico q_{Rd} applicabile alla trave definito come segue:

$$M_{Rd} = \frac{q_{Rd} \cdot L^2}{12} \Rightarrow q_{Rd,E} = \frac{12 \cdot M_{Rd}}{L^2} .$$

Il momento resistente della sezione M_{Rd} può essere determinato sia tramite metodo elastico che plastico portando alla definizione dei due valori di progetto $M_{el,Rd}$ e $M_{pl,Rd}$, rispettivamente. Pertanto il valore di progetto $q_{Rd,E}$ del carico ultimo derivante dall'analisi elastica può assumere i due seguenti valori in base al fatto di essere determinato rispetto alla resistenza elastica o plastica, rispettivamente:

$$q_{Rd,E,el} = \frac{12 \cdot M_{el,Rd}}{L^2} = \frac{12 \cdot 803,89}{10^2} = 96,47 \text{ kN/m}$$

$$q_{Rd,E,pl} = \frac{12 \cdot M_{pl,Rd}}{L^2} = \frac{12 \cdot 919,91}{10^2} = 110,38 \text{ kN/m} .$$

Al contrario, applicando il metodo plastico (P) per l'analisi globale, si ottiene che la condizione di collasso corrisponde alla formazione di una cerniera plastica in mezzera dopo la plasticizzazione iniziale (in corrispondenza del carico $q_{Rd,E}$) delle sezioni di incastro. In questo caso, allora, considerando anche la Fig. 2.2, la condizione di collasso incipiente si ottiene in corrispondenza del valore $q_{Rd,P}$ del carico applicato:

$$\frac{q_{Rd} \cdot L^2}{8} = 2 \cdot M_{pl,Rd} \Rightarrow q_{Rd,P} = \frac{16 \cdot M_{pl,Rd}}{L^2} = \frac{16 \cdot 919,91}{10^2} = 147,19 \text{ kN/m}$$

avendo fatto riferimento necessariamente alla resistenza plastica $M_{pl,Rd}$ il cui raggiungimento è prerequisite per la possibilità di avere ridistribuzioni delle sollecitazioni partendo da quelle ottenute nella da una analisi elastica.

Con riferimento all'esempio numerico in oggetto, è possibile determinare i valori delle grandezze determinate sopra: la Tab 2.IV sintetizza tali valori e permette di confrontarli, evidenziando i diversi valori del rapporto q_{Rd}/q_d ottenibili in funzione delle diverse scelte in merito al metodo di analisi globale ed al tipo di verifica sezionale considerati.

Tab. 2.IV: confronto tra le varie possibilità di analisi e verifica strutturale.

	Analisi	Verifica	M_{Rd} [kNm]	q_{Rd} [kN/m]	q_{Rd}/q_d
1	Elastica	Elastica	803,89	96,47	6,431
2	Elastica	Plastica	919,91	110,39	7,359
3	Plastica	Plastica	919,91	147,19	9,812

2.7 Cenni alla modellazione dei nodi

Gli effetti del comportamento nodale sulla distribuzione delle sollecitazioni nella struttura, e nella deformazione complessiva della stessa, possono essere generalmente trascurati, salvo quando tali effetti siano significativi come nel caso dei nodi semirigidi (vedi al riguardo EN 1993-1-8).

In particolare, il comportamento nodale può essere trascurato in presenza di:

- nodi articolati o semplici in cui il nodo può essere assunto come non capace di trasmettere momento flettente;
- nodi continui, in cui la rigidezza e/o la resistenza del nodo permette di considerare nella analisi una completa continuità delle membrature collegate:

Il comportamento nodale deve essere oggetto di specifica modellazione in presenza di nodi semicontinui, in cui il trasferimento delle sollecitazioni avviene con deformazioni nodali aggiuntive rispetto a quelle delle aste collegate, ovvero quando le caratteristiche della sollecitazione trasmesse dal nodo sono inferiori a quelle delle membrature collegate (cfr. EN 1993-1-8, 5.1.1).

2.8 Effetti delle deformazioni della struttura

Le caratteristiche della sollecitazione possono essere determinate in generale seguendo due modalità, sia che si segua il metodo globale elastico che plastico che elasto-plastico:

- analisi del I ordine, considerando la geometria iniziale della struttura;
- analisi del II ordine, prendendo in conto l'influenza della deformazione della struttura.

Gli effetti della deformazione geometrica della struttura o effetti del II ordine devono essere considerati se amplificano quelli del I ordine in misura significativa o modificano in maniera significativa il comportamento strutturale, o in altri termini, l'analisi del II ordine non è richiesta quando gli incrementi di sollecitazioni o spostamenti determinati dalle variazioni geometriche (deformazioni) sono trascurabili. Questa condizione può essere ritenuta soddisfatta se si verificano le seguenti condizioni:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per analisi elastica} \quad (2.3a)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per analisi plastica} \quad (2.3b)$$

dove:

α_{cr} è il fattore per il quale occorre amplificare i carichi sulla struttura per ottenere la instabilità globale elastica della struttura;

F_{Ed} rappresenta l'insieme dei carichi di progetto sulla struttura;

F_{cr} rappresenta l'insieme dei carichi di progetto sulla struttura amplificati mediante il fattore α_{cr} in modo da determinare l'instabilità globale elastica della struttura.

L'adozione di un valore di soglia maggiore in presenza di analisi plastica (15 anziché 10) è determinato dal fatto che il comportamento strutturale può essere significativamente influenzato dal comportamento non lineare delle membrature, ad esempio, in presenza di cerniere plastiche, con redistribuzione dei momenti o quando si verificano significative deformazioni non lineari nelle connessioni semirigide.

Nel caso in cui il moltiplicatore critico si collochi nell'intervallo:

$$10 > \left[\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \right] \geq 3 \quad (2.4)$$

è richiesta un'analisi elastica del II ordine.

Il controllo sopra indicato può essere semplificato in alcuni casi di rilevante interesse applicativo. In strutture riconducibili a telai piani a portale con modesta ($< 26^\circ$) o nessuna pendenza della trave di copertura, il moltiplicatore critico può essere ricavato in forma approssimata dalla relazione:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (2.5)$$

dove:

H_{Ed} è il valore di progetto della azione orizzontale di piano; tale azione può essere anche fittizia;

V_{Ed} rappresenta l'insieme dei carichi verticali al piede del telaio;

$\delta_{H,Ed}$ è lo spostamento trasversale del piano determinato dalle azioni orizzontali considerate;

h è l'altezza del telaio.

E' facile verificare che la relazione indicata contiene a numeratore il momento complessivo di piano del I ordine determinato dal tagliante di piano ($H_{Ed} \cdot h$), a denominatore il momento complessivo del II ordine pari al prodotto del carico verticale complessivo per lo spostamento trasversale ($V_{Ed} \cdot \delta_{H,Ed}$). Pertanto la condizione semplificata corrisponde ad imporre che gli effetti del II ordine siano rispettivamente inferiori ad 1/10 ed 1/15 di quelli del I ordine.

In presenza di telai multipiano a maglie rettangolari la condizione precedente deve essere verificata ad ogni piano ovvero il moltiplicatore critico α_{cr} può essere posto pari al minimo tra i moltiplicatori critici di piano $\alpha_{cr,i}$ ottenibile dalla relazione seguente:

$$\alpha_{cr,i} = \left(\frac{H_{Ed,i}}{V_{Ed,i}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed,i}} \right) \quad (2.6)$$

Il metodo semplificato indicato può essere applicato trascurando la riduzione di rigidità nelle membrature compresse se lo sforzo normale in esse è contenuto, ovvero se risulta [C4.2.6]:

$$N_{Ed} \leq \left(\frac{0.3}{\bar{\lambda}} \right)^2 \cdot A \cdot f_y \quad (2.7)$$

essendo $\bar{\lambda} = \lambda / \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ la snellezza normalizzata calcolata per aste incernierate agli estremi.

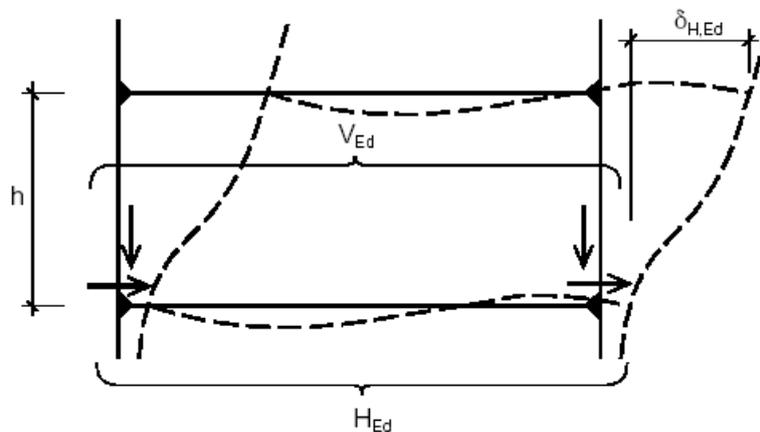


Fig. 2.5: Deformazione della maglia di telaio multipiano a maglie rettangolari.

2.9 Stabilità dei telai

Qualora l'influenza della deformazione della struttura debba essere considerata sulla base dei controlli riportati in precedenza, la verifica delle strutture intelaiate o di loro parti deve essere fatta considerando imperfezioni ed effetti del II ordine.

In relazione al tipo di telaio e di analisi globale, gli effetti del II ordine e le imperfezioni possono essere tenute in conto mediante uno dei seguenti metodi:

- considerando entrambi gli effetti (effetti del II ordine ed imperfezioni) in una analisi globale;
- considerando nella analisi globale le imperfezioni globali ed eseguendo controlli di sicurezza sulle membrature compresse secondo modalità che tengano conto delle imperfezioni locali; in tale seconda ipotesi occorre usare appropriate lunghezze di libera inflessione in accordo con la instabilità globale dell'intera struttura.

Nel primo caso non è necessaria una verifica aggiuntiva sulle singole membrature in quanto gli effetti del II ordine nelle singole membrature e le imperfezioni delle stesse sono tenute in conto totalmente nell'analisi globale della struttura.

Nel secondo caso gli effetti del II ordine nelle singole membrature o le imperfezioni delle stesse (imperfezioni dovute alla inflessione o svergolamento flesso torsionale delle aste compresse) non sono totalmente tenute in conto nell'analisi globale. E' allora necessario eseguire verifiche di instabilità considerando gli effetti non inclusi nell'analisi globale. In dettaglio queste verifiche assumeranno da una parte le azioni nodali derivate dalla analisi globale, incluso gli effetti globali del II ordine e delle imperfezioni globali quando rilevanti, dall'altro utilizzeranno una snellezza che tiene conto delle effettive condizioni vincolari che possono essere considerate determinando il valore critico dello sforzo normale nella membratura allorché il telaio raggiunge la condizione critica. Tale snellezza, definito con $N_{cr,i}$ il carico che assume la generica asta quando la struttura raggiunge la condizione critica, vale per l'asta considerata:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot EA_i}{N_{cr,i}}} \quad (2.8)$$

Quando la stabilità è verificata con il metodo descritto, il valore della snellezza dovrebbe essere basata su un modo di instabilità globale del telaio tenendo conto della rigidezza delle membrature e dei nodi, della presenza di cerniere plastiche e della distribuzione delle forze di compressione sotto i carichi di progetto. In questo caso le sollecitazioni da usare nelle verifiche di resistenza sono calcolate secondo la teoria del I ordine senza tener conto delle imperfezioni.

Gli effetti del II ordine possono essere valutati usando appropriati metodi di analisi, come il metodo di analisi al passo o iterativa. Per telai in cui il I modo di instabilità è predominante, può essere fatta l'analisi elastica del I ordine amplificando successivamente gli effetti rilevanti (spostamenti e momenti flettenti), mediante appropriati fattori.

Per telai ad un solo piano progettati sulla base di analisi globali elastiche, gli effetti del secondo ordine possono essere valutati incrementando le azioni orizzontali ed i carichi equivalenti alle imperfezioni mediante il fattore:

$$\psi = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (2.9)$$

dove il moltiplicatore critico α_{cr} , che non deve essere inferiore a 3, può essere calcolato con i metodi approssimati descritti innanzi per i telai ad uno o più piani.

In particolare per telai multipiano il metodo descritto innanzi può essere ancora applicato se ricorrono condizioni di regolarità riguardanti la distribuzione dei carichi verticali ed orizzontali ai vari piani, la distribuzione delle rigidezze taglianti tenuto conto della distribuzione delle forze di taglio applicate.

2.10 Il ruolo delle imperfezioni

2.10.1 Concetti di base

L'analisi strutturale dovrà in generale tener conto degli effetti delle imperfezioni meccaniche come tensioni residue e variazione della resistenza nell'ambito della sezione, e geometriche come mancanza di verticalità, curvatura delle membrature, imprecisioni ed eccentricità accidentali. Per semplicità si introducono imperfezioni geometriche equivalenti che tengono complessivamente conto di tutti i tipi di imperfezioni, sia geometriche che meccaniche, a meno che questi effetti non siano inclusi nelle verifiche di resistenza delle membrature.

Le imperfezioni geometriche e gli effetti del secondo ordine possono essere considerati seguendo uno dei seguenti metodi:

- a) considerando in una analisi globale sia le imperfezioni geometriche che gli effetti del secondo ordine;
- b) considerando separatamente nella analisi globale le imperfezioni e gli effetti del secondo ordine globali e poi eseguendo verifiche locali di instabilità;
- c) limitatamente a casi determinati, eseguendo verifiche di instabilità locale su aste aventi snellezze equivalenti appropriate al tipo di instabilità globale da prevedere.

Gli effetti del secondo ordine possono essere valutati con analisi adeguate della struttura come ad esempio analisi al passo o procedure iterative. Per telai in cui il primo modo di instabilità è predominante possono essere eseguite analisi elastiche del primo ordine successive, amplificando ad ogni iterazione le azioni orizzontali in funzione degli spostamenti (tagli fittizi).

La verifica di stabilità delle singole membrature deve essere eseguita seguendo le seguenti indicazioni:

- a) se gli effetti del secondo ordine nelle singole membrature e le imperfezioni geometriche sono totalmente considerate nella analisi globale della struttura non si deve eseguire nessuna verifica di stabilità individuale;
- b) se gli effetti del secondo ordine nelle singole membrature o certe imperfezioni particolari per la instabilità flessione-torsionale non sono totalmente tenute in conto nella analisi globale, la instabilità locale delle membrature deve essere verificata secondo i metodi specifici per le aste singole per gli effetti non inclusi nell'analisi globale. Questa verifica deve tener conto delle azioni di estremità derivanti dalla analisi globale che considera gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni globali. In tale analisi la snellezza deve essere assunta pari alla lunghezza effettiva della membratura.

Le imperfezioni da prendere in considerazione si dividono

- imperfezioni globali per telai e sistemi di controvento;
- imperfezioni locali per singole membrature.

Per definire le imperfezioni globali sui telai occorre fissare preliminarmente la forma dell'imperfezione che può essere derivata dalla forma che assume la struttura nel

piano di instabilità considerato. E' necessario in generale considerare sia l'instabilità nel piano che fuori del piano includendo per i telai spaziali l'instabilità torsionale con forma simmetrica ed asimmetrica.

Per telai a nodi mobili, l'effetto delle imperfezioni nell'analisi può essere assunto nella forma di un fuori piombo che interessa l'intero telaio e di una curvatura iniziale di ciascuna colonna. L'entità delle imperfezioni deve essere determinata definendo un angolo di fuori piombo del telaio (vedi Fig. 2.6):

$$\phi = \phi_o \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

dove

ϕ_o rappresenta il valore base pari a 1/200;

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}; \quad \left(\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0 \right) \text{ fattore di riduzione dipendente dall'altezza } h;$$

h altezza della struttura in metri;

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad \text{fattore di riduzione dipendente dal numero di colonne di}$$

piano effettivamente caricate, intendendo per tali quelle il cui carico assiale non è inferiore al 50% del carico medio delle colonne del piano considerato.

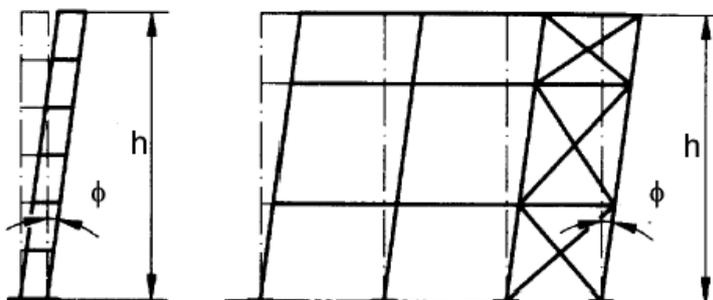


Fig. 2.6: Imperfezione globale per telai a nodi mobili.

In presenza di rilevanti azioni orizzontali, ad esempio per $H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$, la imperfezione iniziale in argomento può essere trascurata. La imperfezione delle singole membrature compresse e_0/L , viene fornita come freccia iniziale equivalente, maggiore della tolleranza geometrica generalmente assunta pari ad 1/1000 della luce L . La maggiorazione dipende essenzialmente dalle imperfezioni meccaniche che sono variabili a seconda dei tipi di profili e del piano di inflessione ai fini dell'instabilità (asse debole-asse forte). In tabella sono forniti i valori delle frecce delle singole membrature a seconda della categoria del profilo ai fini della stabilità.

Tab. 2-V: Valori di e_0/L per le varie curve di stabilità.

Curve di stabilità per la verifica delle colonne	Analisi elastica	Analisi plastica
	e_0/L	e_0/L
a_0	1/350	1/300
A	1/300	1/250
B	1/250	1/200
C	1/200	1/150
D	1/150	1/100

Quando si esegue l'analisi globale per determinare le azioni nodali sulle aste per usarle nella verifica delle singole membrature, le imperfezioni delle singole aste (curvature iniziali), possono essere trascurate in quanto tenute in conto nelle verifiche di stabilità delle membrature compresse. In ogni caso per telai sensibili agli effetti del II ordine le curvature iniziali delle singole aste, aggiuntive alle imperfezioni globali, se c'è almeno un vincolo rotazionale, dovrebbero essere introdotte almeno nelle aste in cui lo sforzo normale è rilevante, ovvero quando risulta:

$$N_{Ed} > \left(\frac{0.5}{\bar{\lambda}} \right)^2 \cdot A \cdot f_y \quad (2.10)$$

con N_{Ed} valore di progetto del carico assiale sulla membratura di riferimento e $\bar{\lambda}$ snellezza normalizzata calcolata considerando l'asta incernierata agli estremi.

Gli effetti delle imperfezioni iniziali sui telai e sulle membrature possono essere valutati considerando sistemi di forze equivalenti secondo le indicazioni di Fig. 2.7

Quando si usano le forze equivalenti, queste devono essere applicate in tutte le direzioni significative, una alla volta. Nei telai multipiano le forze equivalenti devono essere applicate a tutti i piani ed in copertura. Anche i possibili effetti torsionali determinata da fuori piombo antisimmetrici dovrebbero essere considerati (Fig. 2.8).

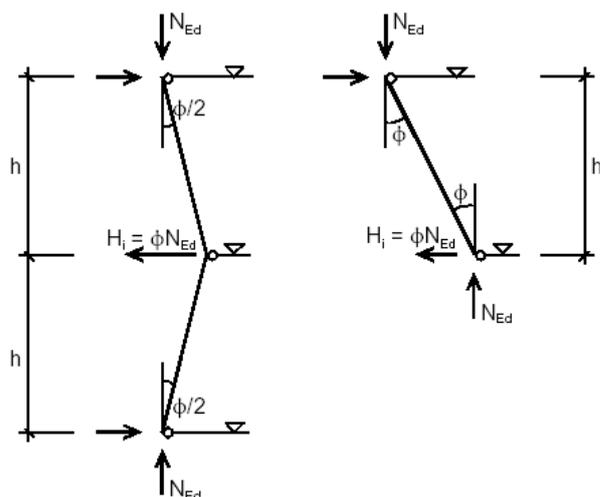


Fig. 2.7: Sistemi di forze equivalenti alle imperfezioni iniziali.

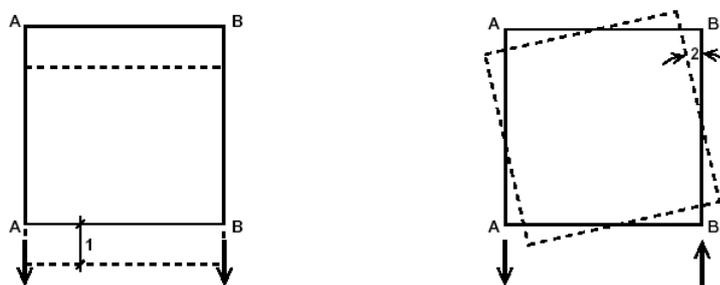


Fig. 2.8 : Sistemi di forze equivalenti simmetrici ed antisimmetrici.

2.10.2 Imperfezioni per l'analisi di sistemi di controvento

Nella analisi di sistemi di controvento richiesti per fornire un vincolo contro la instabilità laterale di travi o aste compresse, gli effetti delle imperfezioni possono essere considerati mediante una imperfezione geometrica equivalente delle membrature da controventare nella forma di una deformazione iniziale:

$$e_o = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} = \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \cdot \frac{L}{500} \quad (2.11)$$

con L altezza del sistema di controvento ed m il numero degli elementi da controventare.

Gli effetti della curvatura iniziale di membrature da controventare con un sistema reticolare, possono essere anche valutati considerando un sistema di forze equivalenti alla imperfezione geometrica come descritto in fig. 2.9 (a destra) di entità:

$$q = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (2.12)$$

essendo δ_q la freccia nel piano del sistema di controvento dovuta ad eventuali carichi esterni del I ordine.

Quando il sistema di controvento deve stabilizzare la flangia compressa di una trave inflessa di altezza costante, la forza N_{Ed} in Fig. 2.9 può essere assunta pari a:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \quad (2.13)$$

essendo M_{Ed} il momento massimo nella trave ed h è la sua altezza.

Con riferimento alla sostituzione degli effetti dell'imperfezione con un sistema di forze equivalente alla imperfezione stessa (esempio a destra di fig.2.9), dovendo questo essere autoequilibrato, si devono applicare agli estremi della membratura nei nodi del sistema di controvento due forze $q \cdot L/2$ insieme al carico distribuito q .

Meglio precisando, nel caso di imperfezione modellabile come eccentricità ϕh , tale imperfezione ha effetto sull'equilibrio globale del telaio, e le forze sostitutive nei nodi producono effetti equivalenti al momento dovuto all'imperfezione; nel caso invece di imperfezione che produce effetti interni alla membratura non influenzando in maniera significativa il comportamento globale della struttura (il fuori asse di travi o colonne) è possibile assumere un sistema di carichi equivalente autoequilibrato, costituito da una distribuzione uniforme di carico q accompagnato da forze equilibranti agli estremi.

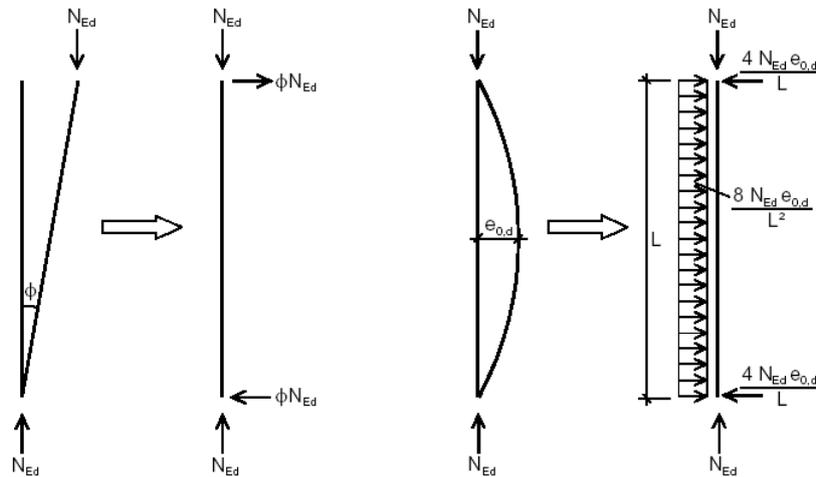


Fig. 2.9: Sistemi di forze equivalenti (a sinistra) ed equilibranti (a destra).

Capitolo 3

UNIONI

3.1 Introduzione

L'assemblaggio di elementi metallici viene usualmente effettuato con varie tecniche di unione classificabili come unioni chiodate, unioni con bulloni normali o ad alta resistenza, unioni saldate, unione con perni. Con queste tecniche si realizzano sia le membrature strutturali vere e proprie (per es. le travi e le colonne composte), sia i collegamenti fra le membrature stesse.

Il collegamento è definitivo se eseguito mediante chiodatura o saldatura, rimovibile se utilizza bulloni (normali o ad attrito) o perni. Le unioni possono effettuarsi in officina (preferibilmente se chiodate o saldate) o in opera (preferibilmente se bullonate o con perni). Le unioni chiodate sono state ormai quasi del tutto abbandonate per essere sostituite dalle unioni saldate. I bulloni, usati in origine nelle strutture smontabili o come collegamento provvisorio, si sono affermati sempre più anche nelle costruzioni stabili. La introduzione successiva delle unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza fa preferire questo tipo di collegamento a quello con bulloni normali, soprattutto per giunti particolarmente cementati o sottoposti a carichi dinamici.

Nel seguito saranno trattate le unioni bullonate e le unioni saldate. Insieme alle unioni bullonate saranno date necessarie informazioni normative riguardanti le unioni chiodate, che costituiscono ormai un riferimento storico per la scarsità delle applicazioni, e le unioni con perni invece adottate nei collegamenti articolati (cerniere).

3.2 Unioni bullonate

3.2.1 Generalità

La tendenza corrente nel campo della carpenteria metallica è quella di preferire le operazioni di assemblaggio in officina tramite saldatura riservandosi per il cantiere più agevoli operazioni di montaggio: ciò spiega la crescente diffusione dell'uso dei bulloni i quali offrono, rispetto alla saldatura e alla chiodatura, maggiore indipendenza dalle condizioni atmosferiche e minore esigenza di mano d'opera specializzata.

Le unioni bullonate sono inoltre indispensabili per la realizzazione di strutture provvisorie, civili o militari, suscettibili di successivo smontaggio; servono ancora per collegare elementi di acciaio colato o di ghisa che non si presterebbero, causa la fragilità, ad essere collegati mediante saldatura.

I bulloni sono organi di unione stampati o torniti costituiti dalla vite, limitata dalla testa di forma esagonale e dal dado anch'esso esagonale, collocato nel gambo filettato della vite (Fig. 3.1).

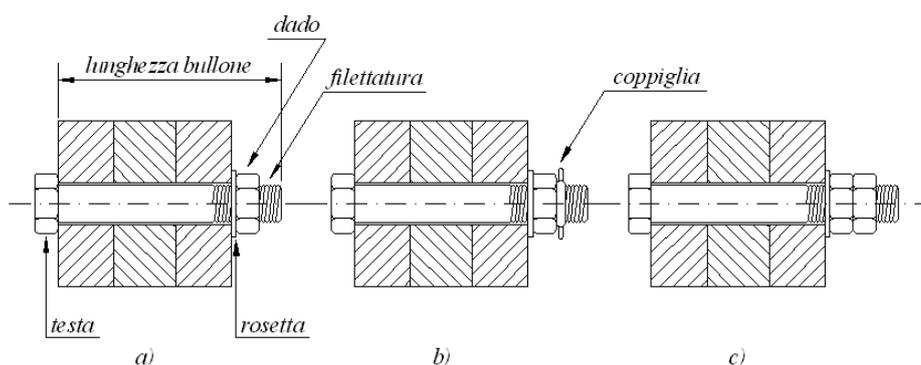


Fig. 3.1: Unioni bullonate: a) bullone assemblato; b) serraggio con dado e coppiglia; c) serraggio con dado e controdado.

In presenza di vibrazioni è indispensabile l'uso di controdadi, di rosette di tipo elastico o di altri sistemi speciali (Figg. 3.1 b, c) per contrastare il pericolo dello svitamento, specialmente in presenza di carichi molto variabili o vibrazioni.

Sono previsti dalla normativa vigente cinque classi di bulloni con denominazione 4.6, 5.6, 6.8 (bulloni normali) e 8.8, 10.9 (bulloni ad alta resistenza). Ai bulloni normali ed a quelli ad alta resistenza, devono essere associati in modo opportuno i dadi così come previsto dalla normativa (Tab. 3.I):

Tab. 3.I: Associazione tra classe della vite e dado.

	Normali			ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

In corrispondenza di ciascuna classe di bulloni¹, sono riportate nella Tab. 3.II, le caratteristiche meccaniche di interesse delle diverse classi di bulloni, ovvero le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} :

Tab. 3.II: Caratteristiche di resistenza delle diverse classi di bulloni.

Bulloni	Normali			ad alta resistenza	
Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	300	480	649	900
f_{tb} [N/mm ²]	400	500	600	800	1000

¹ I bulloni con caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, devono appartenere alle classi prescritte dalla norma UNI-EN-ISO 898-1:2001.

Nei giunti bullonati il gioco gambo-foro assume un'importanza maggiore rispetto ai giunti chiodati; da ciò consegue una più rigida norma di tolleranza per la foratura. In particolare nei giunti bullonati con bulloni di diametro $d \leq 20$ mm, la tolleranza ordinaria è di 1 mm, mentre per bulloni di diametro maggiore tale tolleranza può essere elevata ad 1.50 mm. Tolleranze minori possono essere richieste realizzando accoppiamenti di precisione. In tal caso il gioco foro-bullone non dovrà superare 0.3 mm nel primo caso ($d \leq 20$ mm) e 0.5 mm nel secondo.

3.2.2 Prescrizioni del D.M. 14/01/08

Per il calcolo della resistenza delle unioni (bulloni, chiodi, perni, saldature) si adottano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza (Tab.3.III):

Tab.3.III: Coefficienti parziali sul materiale.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1,25$
Resistenza a scorrimento per SLU	
per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

I bulloni svolgono la loro funzione con meccanismi resistenti a taglio, a trazione, ad attrito. Con riferimento al comportamento ad attrito si osserva che i bulloni di ciascuna classe ed in particolare quelli ad alta resistenza devono essere serrati con una coppia tale da provocare una forza di trazione $F_{p,Cd}$ nel gambo della vite (precarico) pari a:

$$F_{p,Cd} = \frac{0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}, \quad (3.1)$$

dove A_{res} è l'area della sezione resistente della vite, minore della sezione teorica per la presenza della filettatura, ed il coefficiente parziale di sicurezza sul precarico γ_{M7} vale 1,1. Nel caso di serraggio controllato si può trascurare γ_{M7} .

La coppia di serraggio, impressa allo scopo da una chiave dinamometrica tarata, risulta legata allo sforzo assiale $F_{p,Cd}$ ed al diametro del bullone dalla relazione:

$$T_S = 0,2 \cdot F_{p,c,d} \cdot d, \quad (3.2)$$

Si riportano nella Tab.3 IV i valori dell'area resistente A_{res} e della forza di precarico $F_{p,Cd}$ per le varie classi e diametri commerciali di bulloni. Il rapporto tra A_{res} ed area nominale A è compresa nell'intervallo 0.74÷ 0.8.

L'elevata pretrazione nei gambi prossima alla tensione di snervamento di questi tipi di bulloni, produce una forte precompressione nelle lamiere a contatto (Fig 3.2) che contrasta lo scorrimento relativo delle lamiere collegate sulla base di un meccanismo attritivo. E' tuttavia consentito sfruttare il comportamento ad attrito solo se vengono impiegati bulloni ad alta resistenza (classi 8.8 e 10.9).

Tab. 3.IV: Forza di precarico al variare di classe e diametro dei bulloni secondo la (3.1).

Classe bulloni		4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
D	A_{res}	$F_{p,Cd}$ [kN]				
12	84	21,4	26,7	32,1	42,8	53,5
14	115	29,3	36,6	43,9	58,5	73,2
16	157	40,0	50,0	59,9	79,9	99,9
18	192	48,9	61,1	73,3	97,7	122,2
20	245	62,4	78,0	93,5	124,7	155,9
22	303	77,1	96,4	115,7	154,3	192,8
24	353	89,9	112,3	134,8	179,7	224,6
27	459	116,8	146,0	175,3	233,7	292,1
30	561	142,8	178,5	214,2	285,6	357,0

La forza $F_{s,Rd}$ trasmissibile per attrito da ciascun bullone per n piani di contatto tra gli elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot \frac{F_{p,Cd}}{\gamma_{M3}} \quad (3.3)$$

essendo γ_{M3} il coefficiente di riduzione nei confronti dello slittamento pari a 1,25 nelle verifiche allo S.L.U.; μ il coefficiente di attrito dipendente dal grado di trattamento delle superfici di lamiera a contatto (0,45 per superfici trattate, ovvero sabbiato al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni, e 0,30 per superfici non trattate o comunque trattate in opera) e $F_{p,Cd}$ è la forza di trazione nel gambo delle viti conseguente al serraggio.

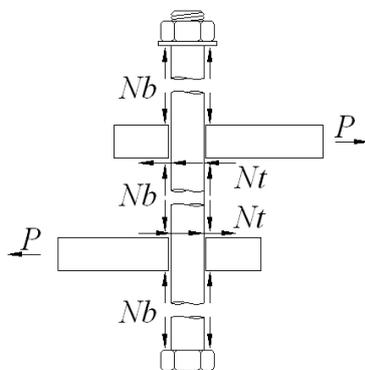


Fig.3.2: Unione ad attrito.

In Tab. 3.V sono riportati i valori di $F_{s,Rd}$ in relazione al coefficiente di attrito relativi al singolo bullone per ogni piano di contatto.

La distribuzione dei bulloni nel giunto si effettua in relazione al tipo costruttivo con l'intento di rendere minimo l'indebolimento delle sezioni da collegare. Ciò si ottiene operando sugli interassi e sulle distanze dai bordi dei bulloni in rapporto al loro diametro e allo spessore e numero delle lamiere da collegare. I valori più opportuni dei rapporti fra i parametri in gioco sono suggeriti dalle norme sulla base di risultati teorici e sperimentali sul comportamento a rottura dei giunti.

Con riferimento alla Fig. 3.3, si riportano in Tab. 3.VI le prescrizioni normative riguardanti le distanze dei bulloni dal bordo (e_1 , e_2), le distanze tra i bulloni (p_1 , p_2 , $p_{1,0}$, $p_{1,i}$). I valori forniti sono dettati sia dalla necessità di evitare un eccessivo indebolimento delle lamiere collegate che dalla necessità di evitare fenomeni corrosivi che si innescano negli interstizi determinati da lamiere accostate con bulloni troppo lontani in rapporto allo spessore delle lamiere.

Tab. 3.V: Forza di attrito in funzione della classe della vite e del coefficiente di attrito.

Diametro nominale bullone d [mm]	Classe della vite			
	8.8		10.9	
	$\mu = 0,30$ $F_{s,Rd}$ [kN]	$\mu = 0,45$ $F_{s,Rd}$ [kN]	$\mu = 0,30$ $F_{s,Rd}$ [kN]	$\mu = 0,45$ $F_{s,Rd}$ [kN]
12	10.26	15.39	12.83	19.24
14	14.05	21.08	17.56	26.35
16	19.18	28.77	23.98	35.97
18	23.46	35.19	29.32	43.99
20	29.93	44.90	37.42	56.15
22	37.02	55.53	46.28	69.41
24	43.13	64.70	53.91	80.87
27	56.08	84.12	70.10	105.15
30	68.54	102.82	85.68	128.52

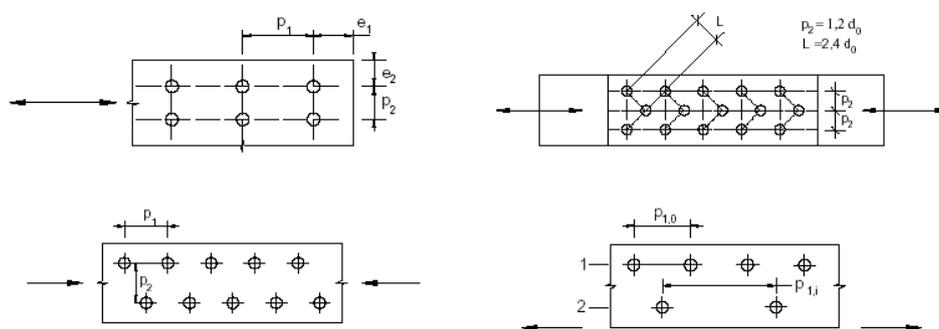


Fig. 3.3 : Interassi e distanze dei bulloni dai bordi.

Nella Tab. 3.VI d_0 è il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone, t lo spessore minimo degli elementi collegati.

La verifica di instabilità delle lamiera compresse non deve essere considerata se è soddisfatto il limite sulla snellezza della lamiera compressa espresso dalla relazione:

$$\frac{p_1}{t} < (9 \cdot \sqrt{235 / f_y})$$

In caso contrario la verifica di stabilità deve essere condotta assumendo una lunghezza di libera inflessione pari a 0.6 volte l'interasse p_1 dei bulloni o chiodi.

Tab. 3.VI: Valori minimi e massimi per (e_1 , e_2 , p_1 , p_2 , $p_{1,0}$, $p_{1,i}$).

Distanze ed interassi	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione
e_1	$1.2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t, 125\text{mm})$
e_2	$1.2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t, 125\text{mm})$
p_1	$2.2 d_0$	$\min(14t, 200\text{mm})$	$\min(14t, 200\text{mm})$	$\min(14t, 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t, 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t, 200\text{mm})$	-	-
p_2	$2.4 d_0$	$\min(14t, 200\text{mm})$	$\min(14t, 200\text{mm})$	$\min(14t, 175\text{mm})$

3.2.2.1 Resistenza a taglio dei bulloni

La resistenza a taglio dei bulloni $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, vale:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8} \quad (3.4)$$

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per bulloni di classe 6.8 e 10.9} \quad (3.5)$$

In tali relazioni A_{res} rappresenta l'area ridotta per effetto delle filettature e si adotta quando il piano di taglio interseca la parte filettata del gambo del bullone. Se il piano di taglio interessa la parte non filettata del gambo ad A_{res} può essere sostituita l'area nominale A mentre la resistenza a taglio, per tutte le classi di bulloni, va valutata adottando la prima delle relazioni precedenti.

3.2.2.2 Rifollamento delle lamiere collegate

La resistenza di calcolo a rifollamento della lamiera può essere calcolata con la relazione:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (3.6)$$

dove:

- d è il diametro nominale del gambo del bullone;
- t è lo spessore della lamiera;
- f_{tk} è la resistenza a rottura della lamiera oggetto di verifica;
- $\alpha = \min(e_1/(3d_0); f_{tb}/f_t; 1)$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato;
- $\alpha = \min(p_1/(3d_0) - 0.25; f_{tb}/f_{tk}; 1)$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato;
- f_{tb} è la tensione di rottura dei bulloni;
- $k = \min(2.8 e_2/d_0 - 1.7; 2.5)$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato;
- $k = \min(1.4 p_2/d_0 - 1.7; 2.5)$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato;
- d_0 è il diametro del foro.

Le quantità e_1 , e_2 , p_1 , p_2 sono le distanze dei bulloni dal bordo e tra i bulloni precedentemente indicate in Fig. 3.3. $F_{b,Rd}$ rappresenta la massima forza che la singola lamiera può sopportare nel suo piano per effetto della pressione del bullone.

3.2.2.3 Resistenza a trazione e combinata

La resistenza a trazione del singolo bullone è ricavabile dalla relazione seguente:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad (3.7)$$

In presenza di trazione, per le unioni bullonate, occorre controllare anche il punzonamento delle lamiere. Lo sforzo di punzonamento vale:

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (3.8)$$

in cui d_m è la dimensione minima tra diametro medio del dado e diametro medio della testa del bullone, t_p e f_{tk} sono rispettivamente lo spessore e la resistenza a rottura del piatto. Per la singola unione si ha, quindi, che la resistenza complessiva a taglio si ottiene mediante la relazione $\min(F_{V,Rd}; F_{b,Rd})$ mentre la resistenza a trazione è pari al $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e trazione si può utilizzare la formula di interazione seguente:

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.9a)$$

con la limitazione:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.9b)$$

dove $F_{v,Ed}$ e $F_{t,Ed}$ indicano rispettivamente le sollecitazioni di taglio e trazione mentre $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ rappresentano le resistenze a taglio ed a trazione della unione. In realtà, nella (3.9a) $F_{v,Rd}$ e $F_{t,Rd}$ devono rispettare i limiti imposti dal rifollamento (che limita la resistenza a taglio), e del punzonamento (che limita la resistenza a trazione).

Le relazioni (3.9a) e (3.9b) definiscono, così, un dominio di resistenza bilineare nel piano ($F_{v,Rd}; F_{t,Rd}$).

3.2.2.4 Resistenza ad attrito

Per i bulloni ad alta resistenza (classi 8.8 e 10.9) sono previste, come anticipato, anche verifiche ad attrito per effetto della forza di precarico $F_{p,C}$.

La resistenza di calcolo allo scorrimento vale:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}} \quad (3.10)$$

con: n = numero superfici resistenti ad attrito per il bullone considerato,

μ = coefficiente di attrito funzione del trattamento delle superfici.

Nel caso di bulloni ad attrito sollecitati anche a trazione la verifica di resistenza diventa:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0.8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (3.11)$$

Analogamente si può utilizzare allo S.L.E.:

$$F_{s,Rd,eser} = \frac{n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0.8 \cdot F_{t,Ed,eser})}{\gamma_{M3}} \quad (3.12)$$

3.2.2.5 Collegamenti con perni

I perni non esercitano sulle parti collegate una azione di precarico e perciò lavorano esclusivamente a taglio ed a flessione per effetto delle azioni contrapposte delle parti collegate.

La resistenza a taglio dei perni, similmente ai bulloni, vale:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{up} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (3.13)$$

essendo A l'area del perno ed f_{up} la tensione a rottura del perno

La resistenza a rifollamento delle lamiere collegate vale:

$$F_{b,Rd} = 1.5 \cdot \frac{t \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.14)$$

essendo t lo spessore dell'elemento collegato, d il diametro del perno, f_{yk} la tensione di snervamento dell'acciaio del perno. Il minor valore assunto dal rifollamento per i perni rispetto ai bulloni, dipende dalla assenza di una significativa pressione trasversale sulla lamiera sottoposta ad azione di rifollamento.

Nella concezione dei collegamenti con perni bisogna evitare eccessivi effetti flessionali dipendenti dalla disposizione e distanza delle forze lungo il perno. Il momento resistente del perno vale:

$$M_{Rd} = 1.5 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1.5 \cdot \frac{(\pi \cdot d^3 / 32) \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.15)$$

essendo W_{el} il modulo di resistenza elastico del perno.

Per garantire una adeguata durata e ridotte deformazioni plastiche si impongono le seguenti ulteriori verifiche di servizio:

$$F_{b,Ed,ser} < \left[F_{b,Rd,ser} = 0.6 \cdot \frac{t \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_{M6,ser}} \right] \quad (3.16)$$

$$M_{Ed,ser} < \left[M_{Rd,ser} = 0.8 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M6,ser}} \right] \quad (3.17)$$

Inoltre per consentire la sostituzione dei perni, che può avvenire solo in assenza di deformazioni permanenti dei perni e degli alloggiamenti, si deve contenere la pressione di contatto entro il valore:

$$f_{h,Ed} = 2.5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M6,ser}} \quad (3.18)$$

La pressione di contatto può poi essere valutata con la relazione:

$$\sigma_{h,Ed} = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed,ser} \cdot (d_o - d)}{d^2 \cdot t}} \quad (3.19)$$

essendo d_0 il diametro del foro di alloggiamento del perno, d il diametro del perno, $F_{Ed,ser}$ la forza di taglio trasmessa in condizioni di servizio, E il modulo elastico dell'acciaio.

3.2.3 Verifiche di resistenza nei giunti bullonati

Esaminando il comportamento a collasso del giunto riportato in Fig. 3.4, si osserva che la rottura potrà manifestarsi per uno dei seguenti fenomeni: a) rottura della lamiera per trazione; b) rottura per taglio del bullone; c) deformazione plastica della lamiera, del bullone ovvero di entrambi (rifollamento); d) rottura della lamiera per taglio.

La modalità a) richiede una verifica specifica dipendente dalla forma del giunto e dal tipo di sollecitazione che lo interessa, le modalità b) e c) sono coperte da apposite verifiche i cui aspetti quantitativi e di sicurezza sono indicati dalle normative; l'eventualità d) viene controllata distanziando opportunamente il bullone dal bordo della lamiera. In realtà le distanze dai bordi e tra i bulloni condizionano anche la verifica c) nelle formule normative attraverso appositi coefficienti (α e k nel rifollamento).

I giunti bullonati vengono proporzionati sulla base di verifiche di resistenza convenzionali che interpretano comportamenti statici semplificati. Il problema può essere articolato in due aspetti: il funzionamento del singolo bullone e la ripartizione degli sforzi trasmessi dal collegamento ai singoli bulloni per poter poi procedere alla verifica degli stessi.

Le ipotesi comunemente adottate trascurano la deformazione delle lamiere sotto carico, l'inflessione del gambo dei bulloni e le concentrazioni di tensioni presenti nelle lamiere in corrispondenza dei bordi dei fori, e nel contempo considerano uniformemente distribuite le pressioni sui fori e sul gambo dei bulloni.

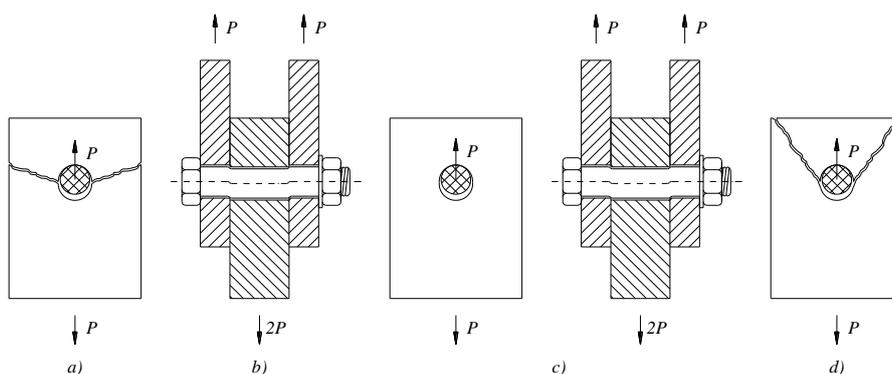


Fig. 3.4 : Vari comportamenti a collasso di un giunto bullonato.

Con riferimento all'unione elementare (Fig. 3.5) costituita da due lamiere collegate da m bulloni disposti ad interasse costante lungo il bordo collegato, in modo da essere in prima approssimazione ugualmente sollecitati da un carico esterno $P = F_{v,Ed}$ che determina sollecitazioni di trazione nelle lamiere da collegare, di taglio nella sezione trasversale del bullone e di pressione diametrale nella zona di contatto lamiera-bullone, le verifiche da effettuare riguardano i quattro meccanismi seguenti.

- resistenza della lamiera;
- resistenza a taglio del bullone
- resistenza a rifollamento della lamiera;
- resistenza ad attrito.

Di seguito sono riportate le modalità di verifica relative.

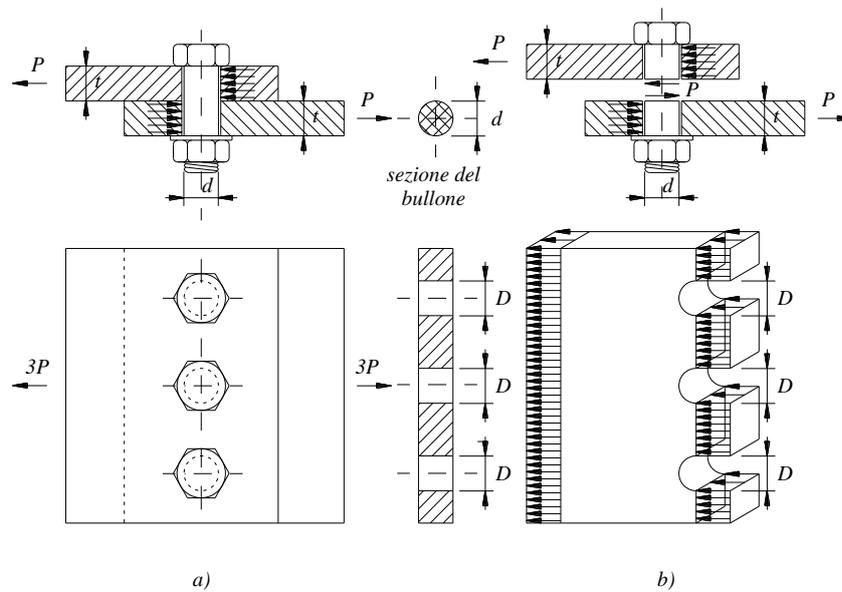


Fig.3.5: Verifica di un giunto bullonato con sollecitazioni uguali nei bulloni.

a) Resistenza della lamiera

$$m \cdot F_{v,Ed} \leq \frac{A_n \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad (3.20)$$

essendo A_n l'area netta della sezione di lamiera depurata dai fori, f_{yk} la resistenza caratteristica dell'acciaio di cui sono costituite le lamiere, γ_{M0} il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale delle lamiere.

Ovviamente se le lamiere hanno diverso spessore o diversi materiali, va considerata l'area A_n minore e la resistenza minore.

Per la determinazione di A_n , possono considerarsi varie configurazioni, in funzione della posizione dell'insieme di bulloni. Nel caso in esame (bulloni allineati su una unica fila) risulta $A_n = A - t \cdot d_0$.

Per altre configurazioni di bullonatura A_n è descritta nel Capitolo 4 sulle verifiche a trazione delle membrature.

b) Resistenza a taglio nei bulloni

$$F_{v,Ed} \leq \left[F_{v,Rd} = n \cdot 0.6 \cdot A_{res} \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \right] \quad \text{per bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8} \quad (3.21a)$$

$$F_{v,Ed} \leq \left[F_{v,Rd} = n \cdot 0.5 \cdot A_{res} \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \right] \quad \text{per bulloni di classe 6.8, 10.9} \quad (3.21b)$$

essendo n il numero di sezioni resistenti impegnate a taglio per ciascun bullone (nel caso in esame $n = 1$) ed A_{res} l'area ridotta per effetto della filettatura; nel caso in cui la parte impegnata è quella non filettata al posto di A_{res} si utilizza l'area nominale A ;

c) Resistenza a pressione diametrale (rifollamento)

$$F_{v,Ed} \leq \left[F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right] \quad (3.22)$$

essendo t e d rispettivamente lo spessore delle lamiere collegate (minimo se gli spessori sono diversi) e il diametro del bullone.

d) Resistenza a scorrimento per attrito

Il meccanismo resistente a tranciamento (taglio del bullone) insorge quando nella unione viene superata la resistenza d'attrito che si sviluppa fra le lamiere per effetto del preserraggio. Quando si voglia adottare come stato limite il superamento del limite di attrito, occorre considerare la verifica allo scorrimento (cfr. equazione 3.10):

$$m \cdot F_{v,Ed} \leq \left[F_{s,Rd} = \frac{n \cdot m \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}} \right] \quad (3.23)$$

con n numero di superfici resistenti ad attrito per bullone ($n=1$ nella figura) ed m numero di bulloni che lavorano in parallelo ad attrito ($m=3$ nella figura).

Si fa affidamento sul collegamento ad attrito del giunto (unione ad attrito) solo se esso è realizzato con bulloni ad alta resistenza (classi 8.8 e 10.9). In caso contrario, ovvero se si usano bulloni normali (unione a taglio), si trascura di norma la resistenza iniziale dovuta all'attrito e si effettuano le verifiche in base al comportamento a taglio.

3.2.4 Giunto a taglio sollecitato da solo sforzo assiale

Si consideri il giunto di Fig. 3.6 costituito da m bulloni e sollecitato da una forza assiale di valore P . Bisogna preliminarmente determinare la forza di taglio che sollecita ciascun bullone in quanto non è a priori nota la ripartizione della forza da trasmettere P tra i diversi bulloni.

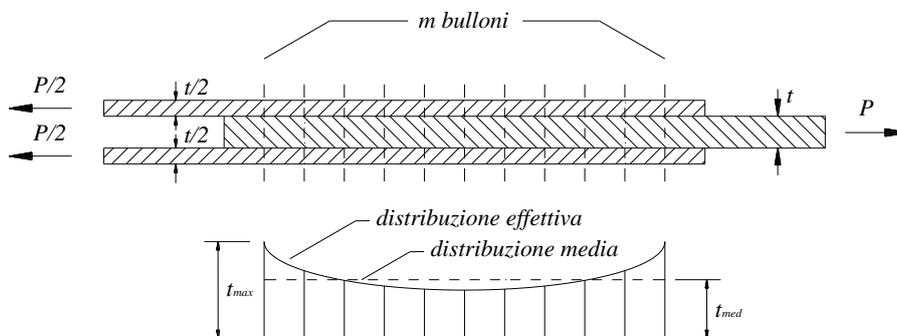


Fig.3.6: Giunto sollecitato da solo sforzo normale.

Considerando l'effetto della progressiva trasmissione dello sforzo dalla lamiera di destra a quelle di sinistra, o viceversa, è facile dedurre che la distribuzione effettiva delle forze F_i nei bulloni ha l'andamento indicato qualitativamente nella fig. 3.6. Infatti i bulloni

più esterni sono sottoposti a maggiori spostamenti trasversali e quindi maggiori forze di taglio. Pertanto l'andamento delle forze taglianti trasmesse dai vari bulloni è rappresentabile da una curva con minimo in mezzeria del giunto. Tuttavia tale distribuzione risulta di difficile determinazione poiché richiede di considerare il regime di deformazione che si manifesta nel giunto e d'altra parte la variazione è in generale trascurabile per i rapporti usati tra spessori delle lamiere e diametro dei bulloni.

Se invece si considera valida l'ipotesi di lamiera infinitamente rigida rispetto ai bulloni è immediato ricavare dalla identità delle condizioni di lavoro dei diversi bulloni, che la distribuzione della forza complessiva P fra i vari bulloni risulta uniforme ed il valore comune delle forze equilibrate da ciascun bullone corrisponde al valore medio, che è dato da:

$$F_{b,Ed} = T_{med} = \frac{P}{m} \quad (3.24)$$

con m il numero di bulloni.

Tale assunzione trova anche un riscontro teorico nel teorema statico dell'analisi limite che garantisce, nella ipotesi di duttilità infinita, che il moltiplicatore di collasso derivato da una distribuzione comunque equilibrata degli sforzi è inferiore o uguale a quello effettivo, e quindi che l'ipotesi adottata (di sforzi uguali nei vari bulloni) è conservativa. L'ipotesi di infinita duttilità può essere ritenuta valida se sono rispettate le prescrizioni sulle distanze dei bulloni in rapporto ai diametri ed agli spessori delle lamiere collegate.

Calcolata la forza media in ciascun bullone T_{med} con la (3.24) si effettuano le verifiche descritte:

a) Resistenza della lamiera

$$P \leq \frac{A_n \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad (3.25)$$

essendo A_n l'area netta della sezione di lamiera depurata dal foro, f_{yk} la resistenza della lamiera.

b) Resistenza a rifollamento

$$T_{med} \leq F_{b,Rd} \quad (3.26)$$

c) Resistenza a taglio dei bulloni

$$T_{med} \leq n \cdot F_{v,Rd} \quad (3.27)$$

con n numero delle sezioni resistenti a taglio (nel caso in esame $n = 2$).

d) Resistenza ad attrito

Nell'ipotesi che il giunto sia realizzato con bulloni ad alta resistenza, la verifica della resistenza per attrito impone che:

$$T_{med} \leq F_{s,Rd} \quad \text{oppure} \quad P \leq m \cdot F_{s,Rd} \quad (3.28)$$

essendo:

$F_{s,Rd}$ dalla (3.10);

P = forza totale trasmessa dal giunto;

m = numero di bulloni;

S i sottolinea che il numero n di piani di contatto è già tenuto in conto all'interno della espressione (3.10) di $F_{s,Rd}$.

3.2.5 Giunto a taglio sollecitato da forza eccentrica

Si consideri il giunto di Fig. 3.7 che trasmette ad un vincolo fisso, mediante 5 bulloni, una forza genericamente diretta F di cui sono note le due componenti H_{Ed} (orizzontale) e V_{Ed} (verticale).

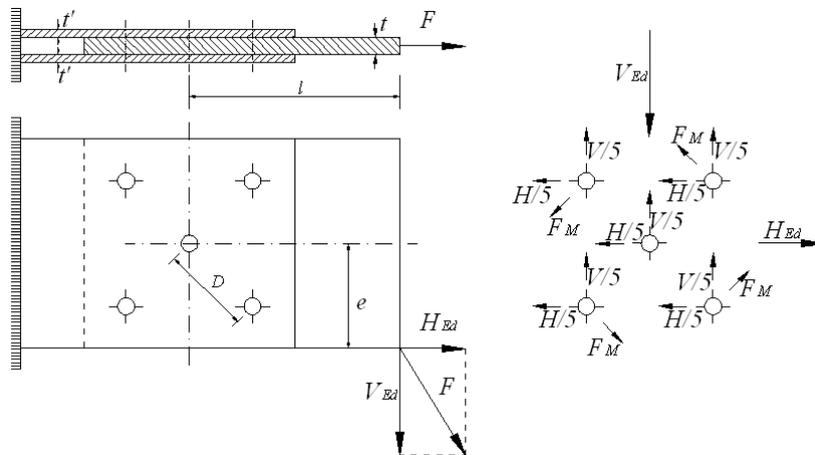


Fig.3.7: Giunto sollecitato da forza eccentrica (reazioni dei bulloni sulla lamiera).

Siano note le distanze e ed l di dette componenti rispetto al baricentro della bullonatura. Nell'ipotesi di lamiera infinitamente rigida, le forze H_{Ed} e V_{Ed} possono

trasportarsi rigidamente nel baricentro della bullonatura con l'aggiunta del momento di trasporto:

$$M_{Ed} = -H_{Ed} \cdot e + V_{Ed} \cdot l \quad (3.29)$$

Nella ipotesi di rigidità infinita delle lamiere le forze applicate nel piano della unione e nel baricentro della bullonatura caricano in maniera uniforme i singoli bulloni. Inoltre alla coppia applicata M_{Ed} corrisponde una rotazione relativa delle parti collegate con centro di rotazione coincidente con il baricentro dei bulloni. Pertanto nasce una sollecitazione nei singoli bulloni proporzionale alla distanza del bullone dal centro di rotazione e diretta ortogonalmente alla congiungente il singolo bullone con il baricentro della bullonatura.

Nel caso in esame alla componente verticale V_{Ed} corrisponde un'aliquota di forza del singolo bullone pari a $V_{Ed}/5$, diretta in verticale; alla componente orizzontale H_{Ed} corrisponde un'aliquota pari a $H_{Ed}/5$ di uguale direzione. L'effetto combinato di H_{Ed} e V_{Ed} in ogni bullone dà luogo alla risultante R_{Ed} :

$$R_{Ed} = \sqrt{\left(\frac{V_{Ed}}{5}\right)^2 + \left(\frac{H_{Ed}}{5}\right)^2} \quad (3.30)$$

Va poi considerato l'effetto del momento M_{Ed} (3.29) che produce in ogni bullone forze dirette perpendicolarmente alla congiungente il baricentro di ciascun bullone con il baricentro della bullonatura. Dette F_M tali forze e D le rispettive distanze dal baricentro, per l'equilibrio alla rotazione si avrà (Fig. 3.7):

$$\sum F_M \cdot D = 4 \cdot F_M \cdot D = M_{Ed} \quad (3.31)$$

da cui:

$$F_M = \frac{-H_{Ed} \cdot e + V_{Ed} \cdot l}{4 \cdot D} \quad (3.32)$$

Detto contributo (3.32) va sommato vettorialmente alla risultante R_{Ed} (3.30) precedentemente valutata.

La nuova risultante \bar{R} avrà intensità e direzione diverse in ciascuno dei bulloni essendo F_M diversamente diretta: la condizione più sfavorevole, cioè il massimo valore di

$\bar{R}(\bar{R}_{\max})$, si verificherà nel bullone in cui l'angolo formato da R (3.30) ed F_M (3.32) risulta minore (nel caso in esame ciò si verifica per il bullone in alto a destra).

Nota \bar{R}_{\max} , le verifiche di resistenza comportano:

- Verifica a rifollamento per la lamiera di spessore t:

$$\bar{R}_{\max} \leq \frac{k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (3.33)$$

Lo spessore t è pari al minore tra lo spessore della lamiera interna e la somma degli spessori delle lamiere esterne (cfr. Fig.3.7). I coefficienti k ed α vanno individuati in funzione di e_1 , e_2 , p_1 , p_2 , d_0 , f_{tb} ed f_{tk} secondo le relazioni di normativa.

- Verifica a taglio nei bulloni:

$$\begin{aligned} \bar{R}_{\max} &\leq \frac{n \cdot 0,6 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} && \text{per bulloni di classe 4.6 - 5.6 - 8.8} \\ \bar{R}_{\max} &\leq \frac{n \cdot 0,5 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} && \text{per bulloni di classe 6.8 e 10.9} \end{aligned} \quad (3.34)$$

in relazione alla classe dei bulloni. Nel caso in esame il numero di sezioni in cui ciascun bullone lavora è 2 ($n=2$). Infine se la filettatura non interessa i piani di taglio si può sostituire l'area nominale del bullone (A) ad A_{res} .

- Verifica della lamiera:

Bisogna inoltre verificare la resistenza delle sezioni delle lamiere. Immaginando che l'area $t \cdot h$ del piatto centrale sia minore dell'area $2t \cdot h$ dei piatti laterali, occorrerà verificare la lamiera centrale in quanto più sollecitata delle laterali. Essa sarà sottoposta alla forza normale H, al momento flettente M e al taglio V.

Seguendo il metodo elastico, valido per piatti di classe 1, 2 o 3, si ha:

$$\sigma_{Ed} = \sigma_{\max} = \frac{H_{Ed}}{t \cdot h} + \frac{6 \cdot M_{Ed}}{t \cdot h^2}, \text{ ai lembi della sezione.} \quad (3.35)$$

$$\tau_{Ed} = \tau_{\max} = \frac{V_{Ed} \cdot S_n}{I \cdot t}, \text{ in corrispondenza dell'asse neutro.} \quad (3.36)$$

Assumendo invece a vantaggio di sicurezza che le due tensioni massime si verifichino nello stesso punto del piatto, si dovrà verificare che:

$$\left(\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \right)_{\max} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.37)$$

dove la tensione di riferimento f_{yk} è quella del materiale base costituente la lamiera.

Nella suddetta verifica si è trascurato l'indebolimento della lamiera per la presenza dei fori dei bulloni.

- Verifica della resistenza ad attrito:

Ipotizzando l'impiego di bulloni ad alta resistenza, la verifica della resistenza per attrito secondo le (3.21) e (3.23) assumerà la forma:

$$\bar{R}_{\max} \leq 2 \cdot \mu \frac{F_{p,C}}{\gamma_{M3}} \quad (3.38)$$

essendo 2 i piani di contatto (ovvero le superfici di resistenza ad attrito) per ciascun bullone.

L'esempio mostrato è particolarmente semplice in quanto i quattro bulloni destinati ad equilibrare il momento sono equidistanti dal baricentro dei bulloni. Diversamente, se la bullonatura ha caratteristiche diverse, ad esempio è più alto il numero dei bulloni e più complessa la distribuzione degli stessi, la procedura dovrà assumere una forma più generale.

Ponendo la forza tagliente sul singolo bullone proporzionale allo spostamento di uguale direzione attraverso una costante di rigidità k , ed immaginando di applicare uno spostamento in direzione x si ottiene:

$$F_{xi} = k \cdot \delta \quad (3.39)$$

$$\sum F_{xi} = \sum (k \cdot \delta) = m \cdot k \cdot \delta = F_x \Rightarrow \delta = \frac{F_x}{k \cdot m} \quad (3.40)$$

essendo la sommatoria estesa a tutti i bulloni del collegamento considerato. Si ottiene allora:

$$F_{xi} = \frac{F_x}{m} \quad (3.41a)$$

ed analogamente, ragionando rispetto a y :

$$F_{yi} = \frac{F_y}{m} \quad (3.41b)$$

La risultante è applicata nel baricentro in quanto, ipotizzando un riferimento con assi baricentrici x ed y si ottiene:

$$\sum (F_{xi} \cdot y_i) = k \cdot \delta \cdot \sum y_i = 0 \quad (3.42a)$$

$$\sum (F_{yi} \cdot x_i) = k \cdot \delta \cdot \sum x_i = 0 \quad (3.42b)$$

Invertendo causa con effetto, se si applica una forza baricentrica, si ottiene una traslazione relativa rigida delle due parti con forze trasmesse uguali nei singoli bulloni.

Applicando, invece, una rotazione rigida relativa φ delle piastre collegate intorno al baricentro, si ottiene:

$$\delta_{xi} = -\varphi \cdot y_i \quad (3.43a)$$

$$\delta_{yi} = \varphi \cdot x_i \quad (3.43b)$$

$$F_{xi} = k \cdot \delta_{xi} = -k \cdot \varphi \cdot y_i \quad (3.44a)$$

$$F_{yi} = k \cdot \delta_{yi} = k \cdot \varphi \cdot x_i \quad (3.44b)$$

L'equilibrio delle forze applicate ai singoli bulloni fornisce risultante nulla nelle direzioni x ed y per essere gli assi x ed y baricentrici rispetto al sistema di aree unitarie costituite dalle sezioni dei singoli bulloni:

$$R_x = \sum F_{xi} = -k \cdot \varphi \cdot \sum y_i = 0 \quad (3.45a)$$

$$R_y = \sum F_{yi} = k \cdot \varphi \cdot \sum x_i = 0 \quad (3.45b)$$

L'equilibrio alla rotazione invece fornisce:

$$-\sum F_{xi} \cdot y_i + \sum F_{yi} \cdot x_i = k \cdot \varphi \cdot \sum (x_i^2 + y_i^2) = M \Rightarrow k \cdot \varphi = \frac{M}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} \quad (3.46)$$

$$F_{xi} = -\frac{M}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} \cdot y_i \quad (3.47a)$$

$$F_{yi} = \frac{M}{\sum (x_i^2 + y_i^2)} \cdot x_i \quad (3.47b)$$

Anche in questo caso si può quindi ritenere che un momento applicato al collegamento in corrispondenza del baricentro dei bulloni, determina una rotazione rigida tra le parti collegate con forze proporzionali alla distanza dei bulloni dagli assi principali ed inversamente proporzionali al momento di inerzia polare del sistema costituito dai bulloni.

In conclusione per ottenere le azioni sui singoli bulloni in presenza di un sistema articolato di m bulloni, i passi necessari sono i seguenti:

- determinazione del baricentro della bullonatura;
- determinazione delle risultanti delle forze da trasmettere con la bullonatura: F_x , F_y , M dove il momento è valutato rispetto al baricentro delle bullonatura;
- determinazione delle caratteristiche meccaniche della bullonatura (momenti di inerzia del sistema di aree unitarie corrispondenti ai bulloni):

$$I_x = \sum y_i^2 \quad I_y = \sum x_i^2 \quad I_p = \sum (x_i^2 + y_i^2) = I_x + I_y \quad (3.48)$$

- determinazione degli sforzi nei singoli bulloni indotti dalle forze e dal momento:

$$F_{xi} = \frac{F_x}{m} - \frac{M}{I_p} y_i \quad F_{yi} = \frac{F_y}{m} + \frac{M}{I_p} x_i \quad F_i = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{yi}^2} \quad (3.49)$$

- verifica del bullone più sollecitato a taglio, rifollamento, attrito se richiesto;
- verifica della lamiera individuando la sezione di minore resistenza, di area netta A_{net}

3.2.6 Influenza degli sforzi assiali nei bulloni

In presenza di sforzi di trazione trasmessi dai bulloni, si riduce lo sforzo di precompressione esercitato dai bulloni sulle lamiere collegate.

Più in dettaglio si osserva che nel caso di bulloni soggetti a trazione pura la sezione critica sollecitata è evidentemente quella della sezione ridotta corrispondente al nocciolo A_{res} sotto la filettatura, sollecitata dalla forza iniziale N_b insorta per effetto del serraggio del dado e da una aliquota X del carico esterno applicato N (Fig. 3.8). La parte residua di N ($Y=N-X$) determina una riduzione di N_b .

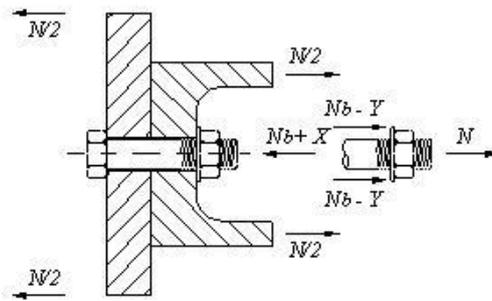


Fig.3.8: Unione bullonata sottoposto a trazione.

Infatti prima dell'applicazione del carico esterno N (fig. 3.9a), ciascuna testa di bullone trasmette alle lamiera del giunto uno sforzo totale di compressione N_b , corrispondente all'accorciamento iniziale del gambo (fig. 3.9b). All'agire del carico N , lo sforzo nel gambo si incrementa di un'aliquota X che determina un leggero allungamento del bullone; mentre la sollecitazione di compressione sulle lamiera si riduce in conseguenza di una quantità Y (Fig. 3.9c).

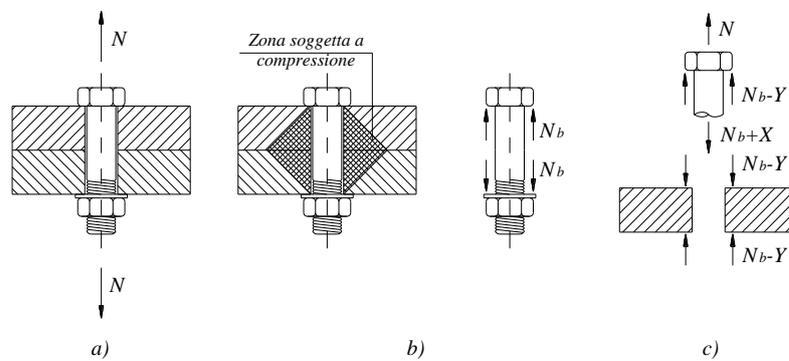


Fig.3.9: Valutazione delle azioni assiali nei giunti bullonati.

Se Y risulta minore di N_b le parti restano ancora in contatto e l'allungamento del bullone coincide con la decompressione delle lamiera.

Uguagliando le variazioni di lunghezza di bulloni e lamiera si ottiene:

$$\Delta_b = \frac{X \cdot S_0}{(E \cdot A)_b}, \text{ per il bullone;} \quad (3.50)$$

$$\Delta_l = \frac{Y \cdot S_0}{(E \cdot A)_l}, \text{ per le lamiere;} \quad (3.51)$$

dove S_0 è la lunghezza iniziale del gambo del bullone coincidente con lo spessore totale delle lamiera compresse; A , l'area effettivamente interessata dalle sollecitazioni per il bullone e per le lamiera collegate; E , il modulo di elasticità del materiale; l e b , gli indici riferiti rispettivamente a lamiera e bulloni.

Per l'equilibrio del bullone deve risultare:

$$X + Y = N . \quad (3.52)$$

Per la congruenza invece deve essere:

$$\frac{X \cdot S_0}{E \cdot A_b} = \frac{Y \cdot S_0}{E \cdot A_l} \quad (3.53)$$

Infine si si ottiene:

$$X = \frac{N}{1 + \frac{E \cdot A_l}{E \cdot A_b}}, \quad (3.54)$$

$$Y = N \cdot \left(1 - \frac{E \cdot A_b}{E \cdot A_b + E \cdot A_l} \right) . \quad (3.55)$$

Poiché l'area A varia lungo lo spessore delle lamiera (fig.3.9b) e d'altra parte la sua delimitazione precisa non è agevole, si può porre in pratica:

$$\frac{E \cdot A_l}{E \cdot A_b} = 10 \quad (3.56)$$

Risulta quindi:

$$X = \frac{1}{11} \cdot N \quad Y = \frac{10}{11} \cdot N \quad (3.57)$$

Ossia, l'incremento X dello sforzo di trazione nel gambo corrisponde solamente al 10% circa dello sforzo di trazione esterno N applicato mentre una parte del precarico si perde per effetto dell' azione esterna di trazione.

Nel caso invece che il carico esterno N produca un allungamento del bullone maggiore della deformazione iniziale di compressione delle lamiere, ossia nell'ipotesi che sia $\Delta_b > \Delta_l$, allora si determina il distacco tra le parti con la conseguenza che il bullone viene a sopportare per intero il carico esterno N mentre il precarico e la resistenza per attrito si annulla.

Se risulta $N < N_b$ l'incremento di sforzo nel bullone sarà molto modesto; se $N > N_b$ lo sforzo nel bullone sarà pari ad N .

Volendo garantire una forza di compressione minima tra le lamiere collegate nelle unioni ad attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere una forza assiale di trazione N di intensità non superiore a $0,8 N_b$.

Inoltre per la resistenza ad attrito in presenza di sforzi di trazione nei bulloni si assume, secondo le norme vigenti, che lo sforzo di precarico si riduca dell' 80% dello sforzo di trazione applicato al bullone, ottenendo (3.11):

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (3.58)$$

3.2.7 Giunto sollecitato da momento e taglio

Il giunto a "flangia" di Fig. 3.10 è sollecitato da taglio ($T = F$) e momento ($M = F \cdot l$).

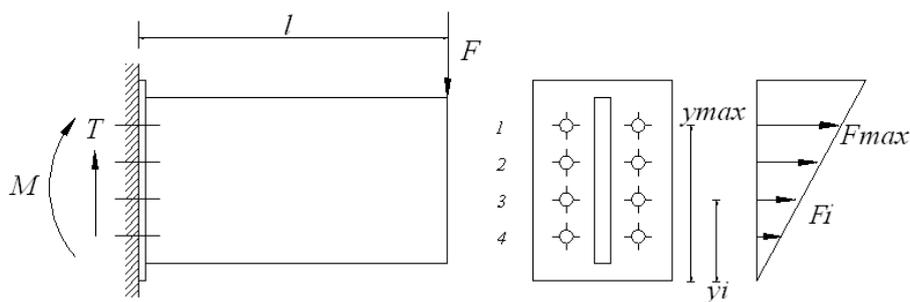


Fig.3.10: Giunto sollecitato da momento e taglio.

Il taglio T produce in ogni singolo bullone delle forze taglienti pari a (T/n) , se n è il numero dei bulloni.

Il momento M produce nei bulloni forze assiali per la cui determinazione si richiede di definire la posizione dell'asse neutro.

Nell'ipotesi di lamiera infinitamente rigida anche fuori dal proprio piano, si può immaginare, per semplicità, che l'asse neutro coincida con il bordo inferiore della flangia. In tal modo risulta nota la distribuzione delle forze che sollecita ogni fila di bulloni.

Per l'equilibrio alla rotazione dovrà essere:

$$\sum F_{t,Ed,i} \cdot y_i = M_{,Ed} \quad (3.59)$$

dove la sommatoria è estesa a tutti i bulloni del collegamento.

Ponendo $F_{t,Ed,max}$ la forza più grande a distanza y_1 , per il principio di conservazione delle sezioni piane, consentito dalla suddetta ipotesi di rigidità della flangia, si ottiene:

$$\frac{F_{t,Ed,max}}{y_1} = \frac{F_{t,Ed,i}}{y_i} \quad (3.60)$$

da cui:

$$F_{t,Ed,i} = \frac{F_{t,Ed,max}}{y_1} \cdot y_i \quad (3.61)$$

Sostituendo la (3.61) nella (3.59) si ottiene:

$$\frac{F_{t,Ed,max}}{y_1} \sum y_i^2 = M_{Ed} , \quad (3.62)$$

da cui

$$F_{t,Ed,max} = \frac{M_{Ed} \cdot y_1}{\sum y_i^2} . \quad (3.63)$$

dove la sommatoria è estesa a tutti i bulloni dell'unione.

Pertanto gli sforzi massimi nei bulloni risultano:

$$F_{t,Ed} = F_{t,Ed,max} , \text{ per effetto del momento} \quad (3.64)$$

$$F_{v,Ed} = \frac{T}{n}, \text{ per effetto del taglio} \quad (3.65)$$

Trattandosi di un caso di sollecitazione composta (taglio e trazione) la verifica di resistenza dovrà effettuarsi tramite le (3.9a,b)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1, \quad (3.66a)$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1. \quad (3.66b)$$

Nel caso di giunto ad attrito, la presenza delle forze assiali di trazione nei bulloni produrrà una riduzione della capacità di resistenza per attrito, compensata (in una certa misura) dalla compressione concentrata sul solo bordo compresso della flangia, per l'ipotesi di infinita rigidità della flangia (per il caso generale di flangia deformabile vedi appresso). Trascurando comunque il contributo in compressione, e quindi considerando i soli bulloni, la verifica ad attrito si scrive:

$$T \leq \frac{\sum \mu \cdot (F_{p,C} - 0.8 \cdot F_{t,Edi})}{\gamma_{M3}}, \quad (3.67)$$

essendo la sommatoria estesa a tutti i bulloni della flangia.

Eliminando l'ipotesi di rigidità infinita della flangia si può assumere che sussista una reazione elastica di contatto tra flangia e piastra di ancoraggio di forma lineare con massimo sul bordo estremo (Fig.3.11). Si ottiene allora che nei bulloni e nelle zone di contatto compresse, le tensioni sono funzione della rotazione del giunto φ e della distanza dall'asse neutro a distanza \bar{y} dal bordo compresso e valgono:

$$\sigma_i = k_i \cdot \varphi (y_i - \bar{y}) \quad (3.68)$$

$$\sigma = n \cdot k_i \cdot \varphi \cdot y \quad (3.69)$$

dove y_i è la distanza dei bulloni dal bordo compresso, y la distanza dell'area elementare di contatto della flangia dall'asse neutro, k_i è la rigidità del bullone i -esimo ovvero tensione nel bullone per spostamento unitario ed n è il coefficiente di omogeneizzazione della rigidità di contatto piastra-flangia rispetto a quella del bullone k_i (sia k_i che $k = n k_i$ sono dimensionalmente delle forze per unità di volume).

Per ottenere la posizione dell'asse neutro incognito, si assume che la reazione di contatto per unità di area delle piastre abbia una rigidezza maggiore o, a vantaggio di statica, uguale a quella dei bulloni in trazione con un rapporto di omogeneizzazione $n \geq 1$. In tal caso l'asse neutro dovrà essere baricentrico della sezione reagente costituita dai bulloni tesi e dalla parte di flangia in compressione. La distanza \bar{y} dell'asse neutro dal bordo compresso deriva dalla soluzione dell'equazione seguente che consegue dall'imporre il momento statico dell'area resistente nullo:

$$S_n = \frac{n \cdot b \cdot \bar{y}^{-2}}{2} - A_i \cdot \sum (y_i - \bar{y}) = 0 \quad (3.70)$$

$$\frac{-2}{\bar{y}} + \frac{2 \cdot m \cdot A_i}{n \cdot b} \bar{y} - \frac{2 \cdot A_i}{n \cdot b} \sum y_i = 0 \quad (3.71)$$

con A_i l'area dei singoli bulloni, m il numero dei bulloni tesi, y_i la distanza dei bulloni dal bordo compresso, b la larghezza della flangia, n il rapporto tra le rigidezze del contatto tra flangia e piastra di ancoraggio ed assiale dei bulloni tesi.

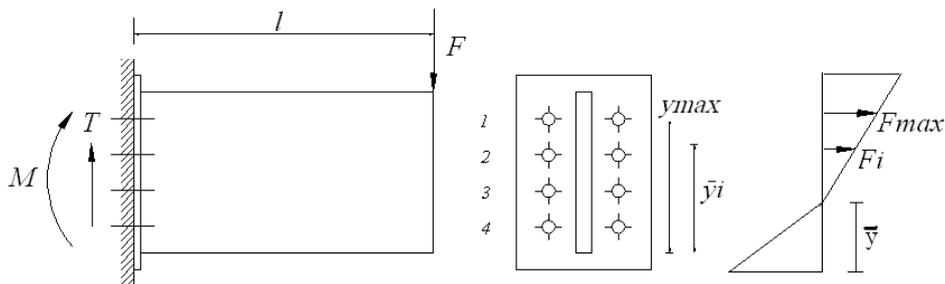


Fig.3.11: Flangia con zona compressa di dimensioni finite.

La soluzione dell'equazione fornisce:

$$\bar{y} = \frac{m \cdot A_i}{n \cdot b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot n \cdot b}{m^2 \cdot A_i} \sum y_i} \right) \quad (3.72)$$

Gli sforzi nei bulloni tesi diventano nel caso sviluppato:

$$I_n = \frac{n \cdot b \cdot \bar{y}^{-3}}{3} + A_i \cdot \sum (y_i - \bar{y})^2 = 0 \quad \Rightarrow \quad F_{t,Ed,i} = A_i \frac{M}{I_n} (y_i - \bar{y}) \quad (3.73)$$

E' facile constatare che al crescere di n , e, quindi, della rigidezza relativa tra la parte in compressione ed i bulloni in trazione, \bar{y} tende a 0, ovvero la soluzione diventa sovrapponibile a quella semplificata fornita in precedenza. Infatti per $\bar{y}=0$ l'espressione che fornisce lo sforzo di trazione nei bulloni diventa:

$$F_{t,Ed,j} = \frac{M}{\sum y_i} y_j \quad (3.74)$$

3.2.8 *Comportamento effettivo delle unioni a taglio*

Sembra opportuno verificare ora il grado di approssimazione connesso con le ipotesi alla base del calcolo convenzionale del giunto, innanzi descritto.

La distribuzione effettiva delle pressioni esercitate fra bullone e lamiera è per certo non uniforme ma variabile sia lungo il gambo del bullone sia lungo il perimetro di contatto, e ciò anche in funzione della maggiore o minore flessione subita dal bullone.

Si è riportato nella Fig. 3.12a l'effettivo andamento delle pressioni di contatto per una generica sezione del bullone e con riferimento al piano diametrale, confrontando tale distribuzione con quella ipotizzabile nel caso di contatto puntiforme bullone-lamiera e con quella nominale.

I valori massimi delle due prime distribuzioni sono invero entrambi più elevati del valore nominale cui si fa riferimento nella pratica tecnica per la verifica di rifollamento. Si tratta in questo caso di una sollecitazione concentrata relativa a una zona limitata, per la quale si ammette il comportamento plastico del materiale.

Nelle Figg. 3.12b,c sono invece riportati gli andamenti delle pressioni di contatto lungo il bullone nel caso di tiro centrato (bullone sollecitato in due sezioni) e di tiro eccentrico (bullone sollecitato in una sola sezione). Nel primo caso si ha una distribuzione di tensioni pressoché uniforme nel tratto centrale, mentre nei due tratti esterni l'inflessione del bullone determina un andamento lineare. Nel secondo caso invece la flessione che nasce per effetto della coppia dovuta all'eccentricità delle forze esterne, determina la situazione della Fig. 3.12c: il valore massimo della pressione di contatto supera di gran lunga quello nominale con deformazioni evidenti del complesso bullone-lamiera.

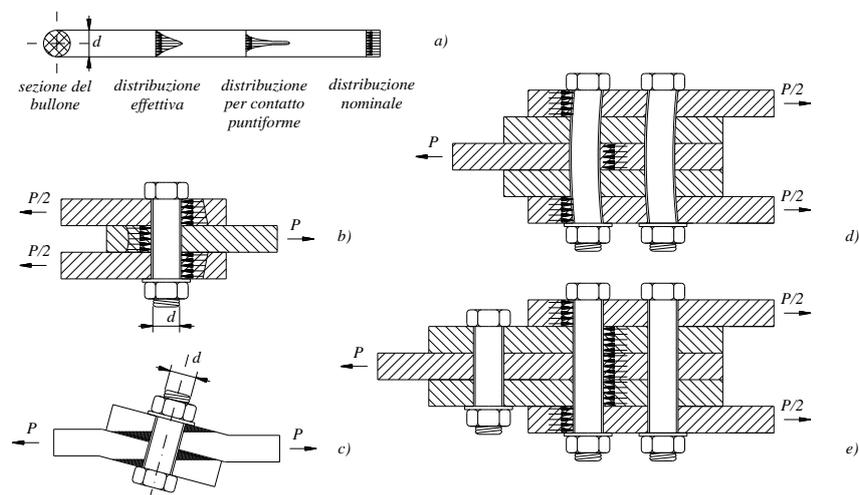


Fig.3.12: Distribuzione degli sforzi nei giunti bullonati.

In pratica si cerca di prevenire tali situazioni limitando la possibilità di inflessione dei bulloni, ossia adottando opportuni rapporti lunghezza/diametro anche con riferimento allo spessore delle lamiera da unire. In qualche caso possono adottarsi allo scopo opportuni accorgimenti costruttivi (Fig. 3.12 e).

Da quanto si è esposto è possibile sintetizzare con le seguenti conclusioni il comportamento delle unioni a taglio:

- gli sforzi “nominali” precedentemente definiti nei vari esempi trattati si basano sul comportamento delle bullonature a collasso e rappresentano un’applicazione al caso in questione, dei concetti del calcolo limite. Tale modo di procedere si mostra valido per bullonature soggette a carichi statici mentre nel caso di sollecitazioni alternate è necessario indagare sull’effettivo comportamento a fatica.
- in base alla deformazione elastica del complesso bullone-lamiera i bulloni esterni sopportano sforzi maggiori del valore medio, e la distribuzione di tali sforzi è legata alla deformabilità relativa dei bulloni e delle lamiere.
- al comparire delle deformazioni plastiche la distribuzione degli sforzi sui vari bulloni tende a uniformarsi approssimandosi al valore medio.
- in presenza di unioni compatte ossia con lamiere sufficientemente rigide, il valore delle tensioni effettive nella sezione trasversale del bullone può ritenersi, anche in campo elastico, sufficientemente prossimo a quello nominale corrispondente al valore medio.

3.2.9 Aspetti particolari

Un caso particolare che può essere preso in considerazione è quello di più lamiere collegate mediante unioni bullonate. In tal caso è consigliabile che la giunzione sia

simmetrica in modo che i gambi dei bulloni lavorino in due sezioni; occorre inoltre evitare fenomeni di inflessione causati da un eccessivo spessore del pacco di lamiere da collegare.

Nel caso di accoppiamento di varie lamiere "a pacchetto"(Fig. 3.13), può verificarsi la necessità che una di queste lamiere debba essere interrotta.

Tale interruzione richiede l'introduzione di un coprigiunto atto a fornire nella sezione indebolita dall'interruzione un'area resistente staticamente equivalente a quella della sezione interrotta (Fig.3.13a).

Se il coprigiunto è indiretto (fig. 3.13c), cioè è disposto nella parte superiore del pacchetto di lamiere, la trasmissione delle forze fra la lamiera interrotta (inferiore) ed il coprigiunto (superiore) avviene in virtù della presenza di bulloni.

Se n è il numero di bulloni staticamente necessario in ciascun lato dell'interruzione ad assorbire lo sforzo trasmesso dalla lamiera interrotta (Fig. 3.13a), occorre prevedere un numero di bulloni maggiorato n_1 per tener conto della trasmissione indiretta per la presenza delle lamiere interposte:

$$n_1 = n + 0,30 \cdot n \cdot m \quad (3.75)$$

essendo m il numero delle lamiere interposte.

Un problema analogo si presenta quando fra la lamiera interrotta ed il coprigiunto si interpone una imbottitura (Fig. 3.13b).

Anche in questo caso si considera il numero maggiorato di bulloni n_1 : di questi n si dispongono nella zona direttamente interessata dal coprigiunto e la differenza $(n_1 - n)$ nelle zone laterali dell'imbottitura prolungata per un tratto necessario a contenerli.

Mediante opportuno sfalsamento "a gradini" delle interruzioni di un pacchetto di m piattabande, si può provvedere alla giunzione con unico coprigiunto (Fig. 3.13d).

Nel primo tratto di giunzioni, dove è massima la distanza fra la prima lamiera interrotta ed il coprigiunto si dispone un numero di bulloni maggiorato n_1 , mentre nei successivi tratti fra una interruzione e la successiva si dispone il numero n staticamente necessario a trasmettere la forza di una lamiera.

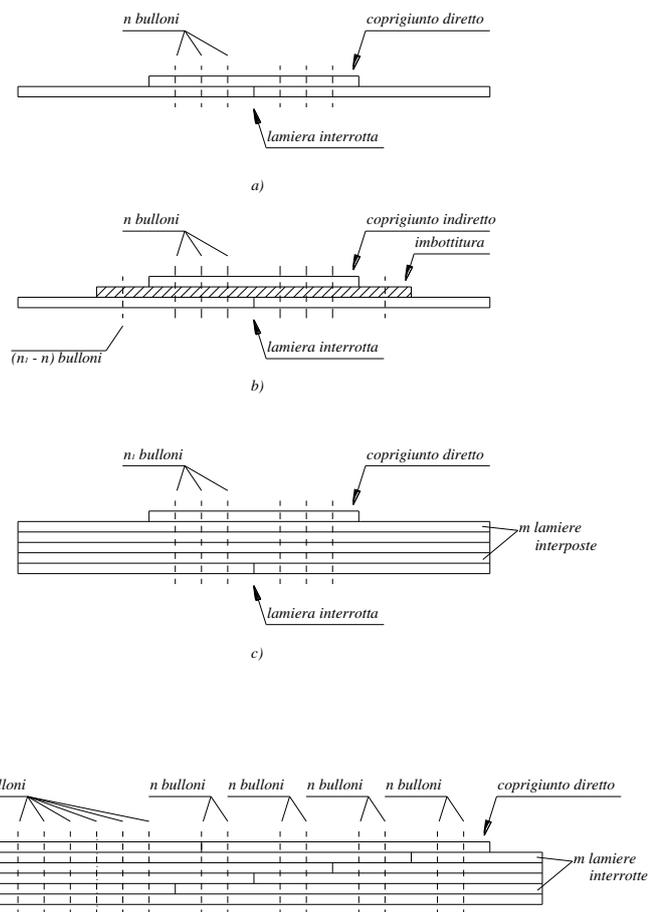


Fig. 3.13: Coprigiunto a) diretto; b) con imbottitura; c) indiretto; d) indiretto sfalsato.

3.3 Unioni saldate

3.3.1 Generalità

La tecnica di collegare lamiere di acciaio tramite saldatura trova origine all'inizio del secolo XX dalla constatazione che si potevano superare gli inconvenienti connessi all'uso dei chiodi procedendo, previa fusione locale, a un collegamento intimo e monolitico delle parti. La difficoltà di maggiore rilievo consisteva nel dover limitare il riscaldamento dei pezzi al fine di non modificarne le caratteristiche micrografiche e meccaniche rendendoli inadatti all'uso. Si pensò pertanto all'adozione dell'arco elettrico, che costituisce appunto una sorgente di notevole quantità di calore pressoché puntiforme, utilizzando dapprima due elettrodi di carbonio posti vicinissimi ai pezzi da collegare (procedimento Zerener), poi facendo scoccare l'arco tra elettrodo ed i pezzi da saldare (Bernados), e infine sostituendo all'elettrodo di carbonio un filo metallico rivestito con materiali isolanti (Kielberg, 1908). Questa nuova tecnica di unione si diffuse rapidamente negli USA e quindi anche in Europa, confortata da prove di laboratorio che ne dimostrarono da allora la piena affidabilità.

Successivamente la tecnologia ha fornito altri numerosi procedimenti di saldatura in relazione alla natura dei pezzi da unire e all'uso cui essi sono destinati; attualmente si conoscono circa quaranta sistemi diversi di saldatura, a fronte di esigenze differenti.

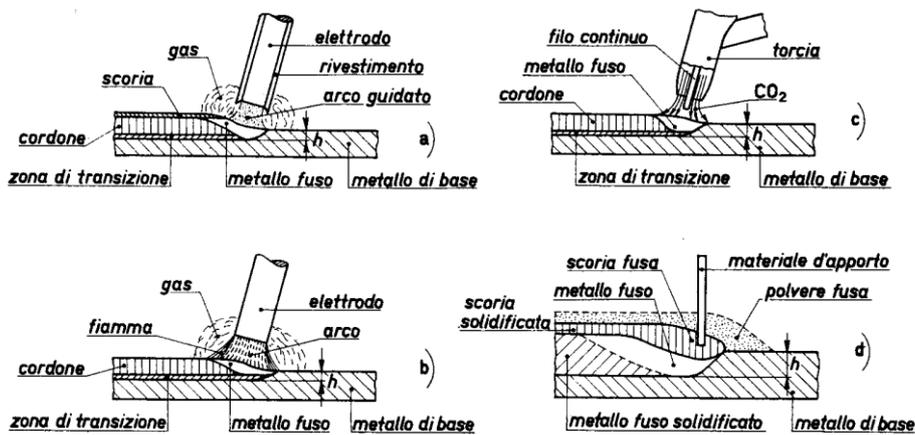


Fig. 3.14: Varie tecniche di saldatura; a) con elettrodo rivestito; b) con elettrodo nudo; c) a filo continuo; d) ad arco sommerso.

Per costruzioni di carpenteria metallica, comunque, il procedimento di gran lunga più adottato resta quello all'arco elettrico con il quale si ottengono unioni efficienti e compatte.

Si riportano nelle Figg. 3.14a, b gli schemi di esecuzione di un cordone di saldatura con elettrodo rivestito e con elettrodo nudo.

Pure molto impiegati sono i procedimenti di saldatura a filo continuo sotto gas protettivo, e ad arco sommerso (Figg. 3.14c, d).

Fenomeni metallurgici connessi al processo di saldatura possono produrre inconvenienti in relazione al corretto comportamento strutturale del giunto. A causa del trattamento termico derivante dal calore di fusione si producono nel metallo base ai margini del cordone, zone di eccessiva durezza che possono essere sedi di incrinature (cricche a freddo). Analogo fenomeno si manifesta nella zona fusa a causa di un elevato tenore di impurità (cricche a caldo). La struttura cristallina della zona fusa va posta in stretto rapporto con la resilienza: a fenomeni di ricristallizzazione a grana grossa corrispondono bassi valori della resilienza e quindi il pericolo di rottura fragile. Oltre alle cricche o incrinature altri difetti delle saldature, quali le soffiature, le inclusioni di scoria, la mancanza di penetrazione al vertice degli smussi, possono comprometterne l'efficienza statica. Indagini in tal senso vengono effettuate sulle strutture saldate con l'ausilio dei moderni metodi di controllo non distruttivo, quali la radiografia, l'indagine con ultrasuoni, l'uso di polveri magnetiche e di liquidi penetranti.

3.3.2 Deformazioni e tensioni interne di saldatura

I procedimenti di saldatura sono sempre accompagnati da uno sviluppo di grande quantità di calore, con conseguenti rilevanti deformazioni termoplastiche negli elementi collegati, dovute all'abbassamento del limite di snervamento e del modulo elastico degli acciai a temperature elevate.

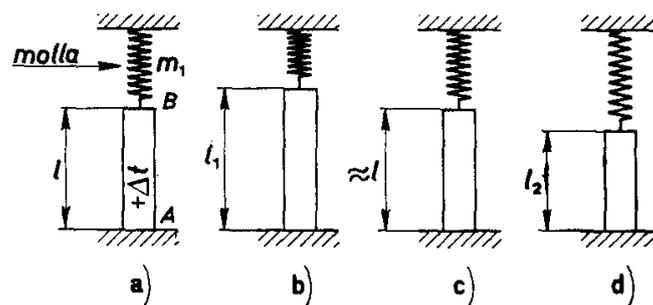


Fig.3.15: Coazioni termoplastiche in una barretta metallica.

Se si riscalda per esempio la barretta della Fig. 3.15a fissa in A e collegata in B alla molla m_1 , essa dapprima si allunga comprimendo elasticamente la molla e assorbendone la reazione (Fig. 3.15b); successivamente, al crescere della temperatura la barretta reagisce sempre meno all'azione elastica della molla finché a circa 700°C , essa diventa praticamente inattiva riprendendo approssimativamente la lunghezza l iniziale (Fig. 3.15c); iniziando allora il raffreddamento, si ha un rapido innalzamento del punto di snervamento del materiale, per cui la barretta tende ad accorciarsi, passa in autotensione e assume una lunghezza $l_2 < l$ (Fig. 3.15d). Come si vede, nelle varie fasi del processo risultano essenziali anche le caratteristiche della molla, per cui si può ben affermare che le deformazioni e le tensioni residue sono funzione, oltre che del fenomeno termico e delle caratteristiche delle parti interessate, anche dei vincoli cui queste ultime sono soggette. Per vincoli molto rigidi si hanno deformazioni limitate e tensioni elevate; per vincoli molto deformabili si ha il contrario.

Analogamente le variazioni di temperatura cui sono sottoposte le parti saldate durante l'esecuzione e il successivo raffreddamento, determinano deformazioni e tensioni che si possono far dipendere dalle seguenti due circostanze:

- 1) il cordone di saldatura esercita delle compressioni a caldo e delle trazioni a freddo sulle zone circostanti: queste risultano soggette pertanto a un sistema triassiale di tensioni;
- 2) il metallo base contribuisce all'insorgere di tale stato tensionale in quanto risente anch'esso delle escursioni termiche interessanti il cordone.

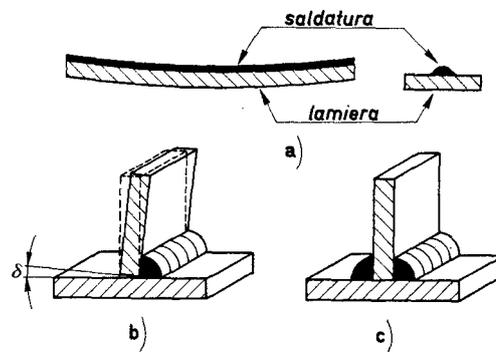


Fig.3.16: Effetti del ritiro delle saldature.

Nella Fig. 3.16a si riporta, per esempio, il caso di una lamiera su cui è stato depositato un cordone di saldatura; il ritiro longitudinale del cordone di saldatura tende a inflettere il piatto inferiore che risulta incurvato.

Nel caso invece della Fig. 3.16b, relativo alla saldatura con cordone d'angolo di due piattini di lunghezza ridotta, prevale l'effetto della contrazione trasversale su quella

longitudinale; si ha una distorsione in seguito al raffreddamento, senza che insorgano tensioni residue.

All'opposto, nel caso della Fig. 3.16c, la presenza di due cordoni simmetrici annulla la rotazione del piatto superiore, ma, a causa della deformazione impedita, insorge uno stato tensionale residuo.

Particolare importanza sotto l'aspetto strutturale riveste la formazione di tensioni residue nelle travi a I saldate.

A causa del processo di saldatura le zone in corrispondenza del cordone sono riscaldate a temperature molto elevate e tendono a dilatarsi, ma tale dilatazione è ostacolata dalle zone lontane dal cordone a temperatura più bassa.

In conseguenza di questo impedimento si generano tensioni che conducono a scorrimenti plastici delle fibre. A raffreddamento avvenuto si manifesta una distribuzione di tensioni residue con valori di trazione che nelle vicinanze del cordone raggiungono il limite elastico del materiale, e con valori compensatori di compressione nelle zone più lontane. L'intensità e distribuzione di tensioni residue indotte dalla saldatura sono sempre legate al fattore di diffusività termica del materiale ma non sono più associabili alla geometria della sezione come per i profili laminati. Infatti, mentre dopo la laminazione si parte da un campo termico omogeneo, la saldatura provoca un apporto di calore concentrato la cui intensità dipende essenzialmente dal tipo di procedimento impiegato, dalla successione e dallo spessore degli strati e dalla profondità della zona di penetrazione.

Distribuzioni tipiche di tensioni residue da saldature sono rappresentate nella Fig. 3.17, per diversi casi.

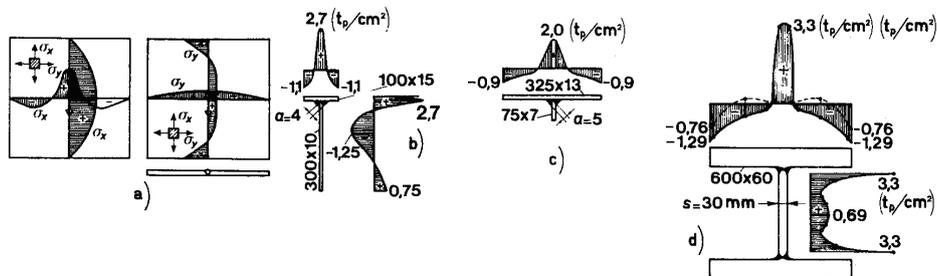


Fig. 3.17: Tensioni residue da saldatura in vari elementi strutturali: a) lamiera saldata testa a testa; b) profilato a T con anima molto lunga; c) profilato a T con ala molto larga; d) profilato a I saldato.

Controfrecce iniziali, preriscaldamenti, studio razionale delle sequenze di saldatura, sono le precauzioni che vengono in genere adottate per contenere entro limiti ragionevoli le deformazioni e le tensioni di saldatura.

3.3.3 Classificazione delle saldature

I cordoni di saldatura sono gli elementi resistenti dell'unione saldata. In base alla loro forma e posizione le unioni saldate possono classificarsi in vari modi.

In funzione della posizione dei cordoni di saldatura, cui corrispondono differenti difficoltà di carattere operativo, possono aversi saldature in piano; frontali; verticali; sopratesta (quando si esegue dal basso verso l'alto).

In relazione alla posizione dei pezzi da saldare si distinguono in saldature: testa a testa; d'orlo; d'angolo; a T; ad L; per sovrapposizione.

Con riferimento alla lavorazione delle parti a contatto, limitatamente ai giunti testa a testa, i cordoni di saldatura possono essere: a V; a U; a X; a Y.

Ai fini del calcolo si considera come sezione resistente del cordone di saldatura d'angolo la "sezione di gola", avente spessore pari alla bisettrice dell'angolo fra le due lamiere fino ad incontrare il terzo lato del triangolo inscritto nella sezione della saldatura (la corda A-A') e lunghezza l pari a quella dell'intero cordone.

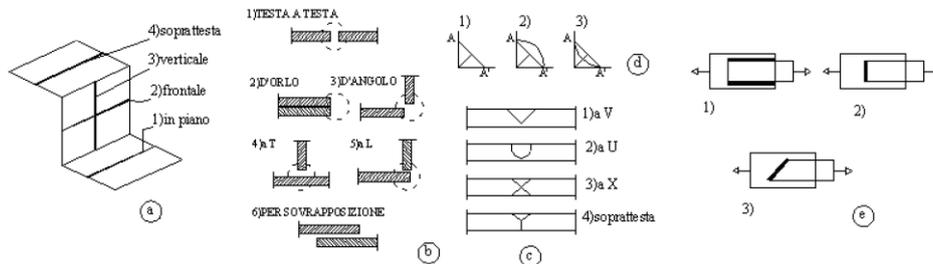


Fig. 3.18: Classificazione delle saldature.

Inoltre, in relazione alla direzione dello sforzo, le saldature possono essere: laterali, frontali, oblique.

Le attuali prescrizioni normative distinguono le unioni saldate in:

- unioni con saldatura a piena penetrazione;
- unioni con saldatura a parziale penetrazione;
- unioni con saldatura a cordoni d'angolo.

Tuttavia ai fini delle verifiche di resistenza, sempre secondo quanto prescritto dalle vigenti norme, le unioni saldate si raggruppano in due categorie: giunti a completa

penetrazione (testa a testa e a T) e giunti con cordone d'angolo; le saldature a parziale penetrazione vanno verificate con gli stessi criteri delle saldature a cordoni d'angolo.

Infine, in relazione alla forma del giunto, alla qualità del materiale d'apporto, alla presenza o meno di difetti, alla capacità eventuale di superare esami radiografici, la qualità delle saldature può essere di 1^a o di 2^a classe.

3.3.4 Verifiche di resistenza dei collegamenti

3.3.4.1 Giunti testa a testa o a T a completa penetrazione

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione agenti normalmente all'asse della saldatura o da azioni di taglio, si indica come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa, con lunghezza l pari a quella intera della saldatura e larghezza t pari al minore dei due spessori collegati, misurato in vicinanza della saldatura per il giunto di testa (Fig. 3.19a) e allo spessore dell'elemento completamente interessato dalla saldatura nel caso di giunto a croce a completa penetrazione (Fig. 3.19b).

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (cioè quella del materiale base più il materiale d'apporto).

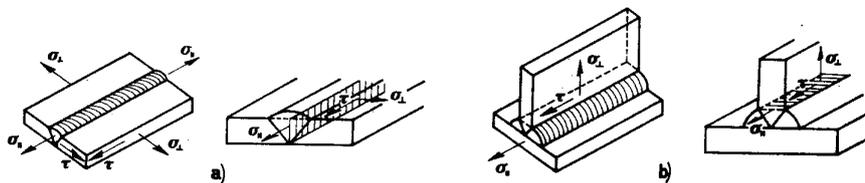


Fig.3.19: Giunti saldati elementari: a) testa a testa; b) a completa penetrazione.

La verifica di resistenza della saldatura si effettua considerando ancora valido per le saldature il criterio di Hencky- Huber-Mises, ovvero mediante la tensione ideale calcolata secondo la formula seguente :

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2 - \sigma_{\perp} \cdot \sigma_{//} + 3 \cdot \tau^2} \quad (3.76)$$

dove:

σ_{\perp} è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

$\sigma_{//}$ è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

τ è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

La tensione ideale dovrà risultare inferiore o uguale alla tensione di snervamento caratteristica del materiale base, funzione del procedimento di produzione adottato:

$$\sigma_{id} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.77)$$

La NTC 2008 prescrive di considerare come “resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione”, una resistenza pari alla “resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi”, in presenza di materiali diversi.

3.3.4.2 Giunti a cordone d'angolo

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione normali all'asse della saldatura o da azioni da taglio secondo detto asse, deve essere considerata come sezione resistente la sezione di gola del cordone di saldatura (Fig. 3.20).

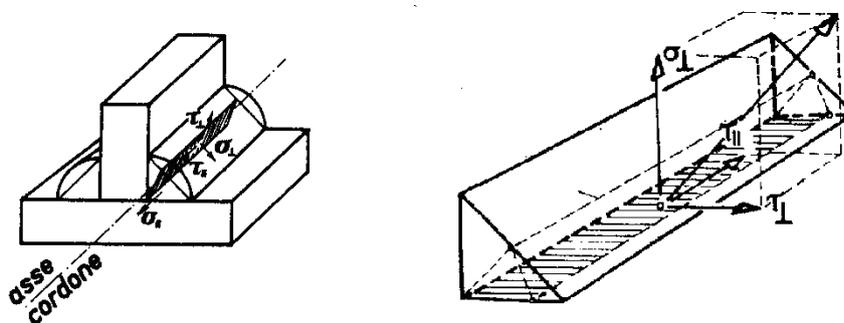


Fig.3.20: Giunti a cordoni d'angolo.

Ai fini del calcolo essa ha come lunghezza l quella interna del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose, e come larghezza a l'altezza del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone.

Per effettuare la verifica della saldatura si possono seguire due strade, differenziate dalla posizione della sezione di riferimento per la verifica. **In particolare si può alternativamente considerare la sezione di gola nella effettiva posizione o ribaltata su uno dei due piani che delimitano il cordone.**

3.3.4.2.1 Caso della sezione di gola nella reale posizione

In questo caso occorre determinare, con riferimento alla sezione di gola nella effettiva posizione, le tensioni tangenziali dirette secondo l'asse della saldatura $\tau_{//}$, le tensioni tangenziali dirette ortogonalmente rispetto allo stesso asse τ_{\perp} , le tensioni normali ortogonali al piano della sezione di gola σ_{\perp} .

La verifica di sicurezza si esegue controllando che sia soddisfatta la relazione:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.78)$$

con: $\beta = 0.80$ per l'acciaio S235
 $\beta = 0.85$ per l'acciaio S275
 $\beta = 0.90$ per l'acciaio S355
 $\beta = 1.00$ per gli acciai S420 e S460

mentre f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati.

In alternativa si possono confrontare sollecitazioni ($F_{w,Ed}$) e resistenze ($F_{w,Rd}$) corrispondenti per unità di lunghezza del cordone di saldatura:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}, \quad (3.79)$$

dove la resistenza per unità di lunghezza del cordone di saldatura, avente sezione di gola a , vale:

$$F_{w,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}}. \quad (3.80)$$

3.3.4.2.2 Caso della sezione di gola ribaltata

Nel secondo caso, con riferimento al piano ribaltato della sezione di gola, devono essere considerate le tensioni tangenziali parallele all'asse del cordone $\tau_{//}$, le tensioni tangenziali ortogonali all'asse della saldatura t_{\perp} , le tensioni normali ortogonali alla sezione di gola ribaltata n_{\perp} .

Per la verifica i valori delle componenti di tensione $\tau_{//}$, t_{\perp} , n_{\perp} devono verificare le limitazioni seguenti:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (3.81a)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk} \quad (3.81b)$$

essendo f_{yk} la tensione di snervamento del materiale base ed i coefficienti β_1 e β_2 forniti di seguito:

$\beta_1 = 0.85$	$\beta_2 = 1.00$	per l'acciaio S235
$\beta_1 = 0.70$	$\beta_2 = 0.85$	per gli acciai S275 ed S355
$\beta_1 = 0.62$	$\beta_2 = 0.75$	per gli acciai S420 ed S460

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensione t_{\perp} , $\tau_{//}$ ovvero n_{\perp} , $\tau_{//}$ è sufficiente verificare il soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$\sqrt{t_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (3.82a)$$

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (3.82b)$$

Ove sia presente solo una delle componenti di tensione t_{\perp} , n_{\perp} e $\tau_{//}$ basta ovviamente verificare che sia:

$$|t_{\perp}|, |n_{\perp}|, |\tau_{//}| \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (3.83)$$

3.3.5 Applicazioni

Alcuni esempi riportati nel seguito evidenziano le modalità da seguire per la verifica di collegamenti saldati.

3.3.5.1 Giunti sollecitati a torsione e taglio

Il giunto di Fig. 3.21 può essere realizzato con coppie di cordoni di angolo frontali (caso a) o laterali (caso b) rispetto alla direzione della forza P che sollecita il giunto. In entrambi i casi la sezione della saldatura sarà sottoposta ad un taglio $T = P$ ed a un momento torcente $M_t = P \cdot L$.

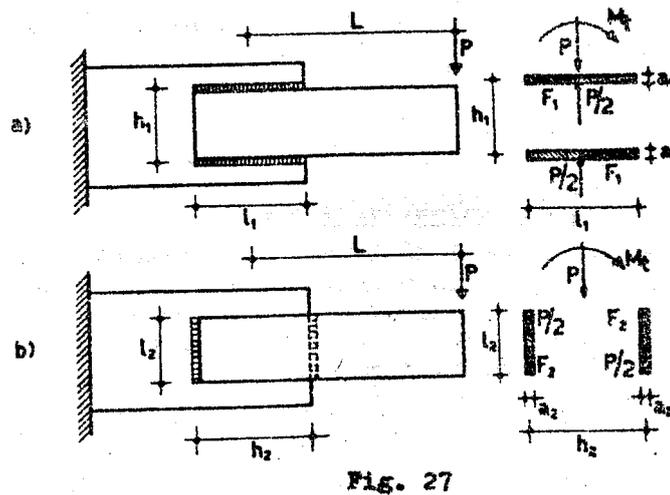


Fig.3.21: Giunti simmetrici isostatici sollecitati a torsione e taglio.

Al fine di ottenere una soluzione equilibrata, si immagini di equilibrare il momento torcente M_t con due forze F che sollecitano i due cordoni a taglio nella direzione dei cordoni.

Nel caso del giunto a), per l'equilibrio intorno al baricentro della sezione resistente della saldatura, si avrà:

$$M_t = P \cdot L = F_1 \cdot h_1 \quad (3.84)$$

da cui

$$F_1 = \frac{P \cdot L}{h_1} \quad (3.85)$$

Supponendo eguali e pari ad $a_1 \times l_1$ le sezioni resistenti dei due cordoni, nasceranno nei cordoni di gola ribaltati sul piano verticale le seguenti tensioni nominali:

effetto di P:

$$t_{\perp} = \frac{P}{2 \cdot a_1 \cdot l_1} \quad (3.86)$$

effetto di M_1 :

$$\tau_{//} = \frac{F_1}{a_1 \cdot l_1} = \frac{P \cdot L}{h_1 \cdot a_1 \cdot l_1}. \quad (3.87)$$

Nel giunto b) analogamente si avrà:

$$M_t = P \cdot L = F_2 \cdot h_2 \quad (3.88)$$

da cui

$$F_2 = \frac{P \cdot L}{h_2}. \quad (3.89)$$

Le tensioni nelle saldature varranno:

effetto di P:

$$\tau_{//} = \frac{P}{2 \cdot a_2 \cdot l_2}. \quad (3.90)$$

effetto di M_1 :

$$\tau_{//} = \frac{F_2}{a_2 \cdot l_2} = \frac{P \cdot L}{h_2 \cdot a_2 \cdot l_2}. \quad (3.91)$$

e nel complesso:

$$\tau_{//} = \frac{P}{a_2 \cdot l_2} \cdot \left(\frac{1}{2} \pm \frac{L}{h_2} \right). \quad (3.92)$$

Il significato del segno \pm è chiarito dalla Fig. 3.21 dove si evidenzia che nei due cordoni i contributi tensionali ascrivibili a taglio e torsione sono in un caso concordi e nell'altro discordi.

In entrambi i casi le verifiche di resistenza si effettuano come già visto in precedenza. (cfr. paragrafo 3.3.4.2).

Quanto appena visto vale per uno schema semplice, in cui le saldature sono in numero e disposizione tale da essere riconducibili a vincoli elementari e isostatici, in modo da ottenere la ripartizione degli sforzi tangenziali in modo immediato. Per una saldatura

generica, però, occorre qualche considerazione aggiuntiva. Consideriamo infatti lo schema di saldatura del tutto generico di Fig. 3.22.

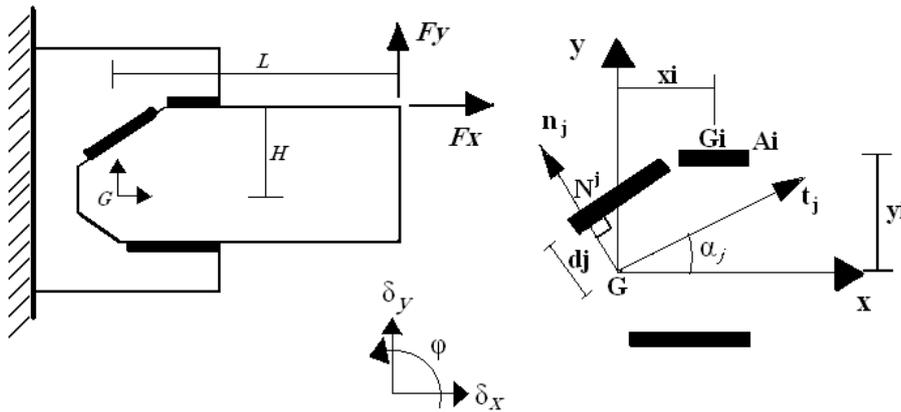


Fig.3.22: Giunti generici sollecitati a torsione e taglio.

Ipotizzando che la saldatura reagisca parallelamente allo spostamento impresso in ogni punto con uguale rigidità e che le lamiere collegate siano tali da garantire spostamenti relativi rigidi, si possono usare i metodi elastici appresso richiamati.

Il baricentro del sistema di saldature è ottenibile dalle relazioni seguenti:

$$\sum A_i \cdot x_i = A \cdot x_G \Rightarrow x_G = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{A} \quad (3.93)$$

$$\sum A_i \cdot y_i = A \cdot y_G \Rightarrow y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{A} . \quad (3.94)$$

essendo A l'area totale delle saldature.

Per uno spostamento δ_x in direzione x ogni area elementare dA di saldatura reagisce con una forza elastica $k \cdot \delta_x \cdot dA$, essendo k la rigidità "tagliante" della saldatura. Analogamente la reazione vale $k \cdot \delta_y \cdot dA$ per uno spostamento δ_y in direzione y. L'equilibrio alla traslazione nelle due direzioni porge allora:

$$F_x = \int_A k \cdot \delta_x \cdot dA = k \cdot \delta_x \int_A dA = k \cdot \delta_x \cdot A \Rightarrow \frac{F_x}{A} = \tau_x(F_x) = k \cdot \delta_x \quad (3.95)$$

$$F_y = \int_A k \cdot \delta_y \cdot dA = k \cdot \delta_y \int_A dA = k \cdot \delta_y \cdot A \Rightarrow \frac{F_y}{A} = \tau_y(F_y) = k \cdot \delta_y \quad (3.96)$$

Osserviamo che, ovviamente, le tensioni tangenziali generate dagli spostamenti rigidi δ_x e δ_y non danno luogo a momento torcente. Infatti:

$$M_G(\delta_x) = - \int_A \tau_x \cdot y \cdot dA = - \int_A k \cdot \delta_x \cdot y \cdot dA = -k \cdot \delta_x \int_A y \cdot dA = -k \cdot \delta_x \cdot S_x = 0 \quad (3.97)$$

$$M_G(\delta_y) = \int_A \tau_y \cdot x \cdot dA = \int_A k \cdot \delta_y \cdot x \cdot dA = k \cdot \delta_y \int_A x \cdot dA = k \cdot \delta_y \cdot S_y = 0 \quad (3.98)$$

stante la centralità del sistema di riferimento ($S_x=S_y=0$).

Invece, per effetto di una rotazione φ intorno al baricentro delle saldature, ogni punto della saldatura subisce gli spostamenti:

$$\delta_x(\varphi) = -\varphi \cdot y \quad (3.99)$$

$$\delta_y(\varphi) = \varphi \cdot x \quad (3.100)$$

Gli spostamenti connessi alla rotazione φ non determinano una reazione di tipo tagliante come si desume dalle relazioni seguenti stante la centralità del sistema di riferimento ($S_x=S_y=0$):

$$F_x(\varphi) = \int_A k \cdot \delta_x \cdot dA = -k \cdot \varphi \int_A y \cdot dA = -k \cdot \varphi \cdot S_x = 0 \quad (3.101)$$

$$F_y(\varphi) = \int_A k \cdot \delta_y \cdot dA = k \cdot \varphi \int_A x \cdot dA = k \cdot \varphi \cdot S_y = 0 \quad (3.102)$$

Si ottiene invece un momento torcente nel piano della saldatura, funzione del momento di inerzia polare I_G . Infatti risulta:

$$\begin{aligned} M_G &= \int_A \tau_y \cdot x \cdot dA - \int_A \tau_x \cdot y \cdot dA = \int_A k \cdot \varphi \cdot x^2 \cdot dA + \int_A k \cdot \varphi \cdot y^2 \cdot dA = \\ &= k \cdot \varphi \cdot \int_A (x^2 + y^2) \cdot dA = k \cdot \varphi \cdot I_G \end{aligned} \quad (3.103)$$

Da tale equilibrio alla rotazione si ha:

$$M_G = k \cdot \varphi \cdot I_G \Rightarrow k \cdot \varphi = \frac{M_G}{I_G} \quad (3.104)$$

cui seguono le tensioni tangenziali da momento torcente:

$$\tau_x(M_G) = -k \cdot \varphi \cdot y = -\frac{M_G}{I_G} \cdot y \quad (3.105)$$

$$\tau_y(M_G) = k \cdot \varphi \cdot x = \frac{M_G}{I_G} \cdot x \quad (3.106)$$

Le tensioni tangenziali complessive (dovute al taglio e alla torsione) risultano allora:

$$\tau_x = \tau_x(F_x) + \tau_x(M_G) = \frac{F_x}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot y \quad (3.107)$$

$$\tau_y = \tau_y(F_y) + \tau_y(M_G) = \frac{F_y}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot x \quad (3.108)$$

A questo punto, per ogni singola saldatura j-esima bisogna calcolare la tensione tangenziale parallela $\tau_{//}$ e la tensione tangenziale ortogonale t_{\perp} . Allo scopo, basta moltiplicare il vettore delle tensioni tangenziali j-esime espresso nel riferimento cartesiano x - y per la matrice di trasformazione ortogonale j-esima che relaziona il sistema cartesiano x,y (globale) ai sistemi locali relativi a ciascun tratto rettilineo di saldatura (con assi parallelo e ortogonale al cordone di saldatura j-esimo). Detto α_j l'angolo tra l'asse x e l'asse longitudinale del generico cordone di saldatura j-esimo (positivo se antiorario), tale trasformazione porge:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_j = \begin{pmatrix} \cos \alpha_j & \sin \alpha_j \\ -\sin \alpha_j & \cos \alpha_j \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tau_x \\ \tau_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha_j & \sin \alpha_j \\ -\sin \alpha_j & \cos \alpha_j \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{F_x}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot y \\ \frac{F_y}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot x \end{pmatrix} \quad (3.109)$$

ovvero:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_j = \begin{pmatrix} \left(\frac{F_x}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot y \right) \cos \alpha_j + \left(\frac{F_y}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot x \right) \sin \alpha_j \\ - \left(\frac{F_x}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot y \right) \sin \alpha_j + \left(\frac{F_y}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot x \right) \cos \alpha_j \end{pmatrix} \quad (3.110)$$

Separando i contributi taglienti da quelli del momento si ottiene:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_j = \begin{pmatrix} \frac{(F_x \cos \alpha_j + F_y \operatorname{sen} \alpha_j)}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot (y \cos \alpha_j - x \operatorname{sen} \alpha_j) \\ \frac{(-F_x \operatorname{sen} \alpha_j + F_y \cos \alpha_j)}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot (y \operatorname{sen} \alpha_j - x \cos \alpha_j) \end{pmatrix} \quad (3.111)$$

Sulla base di considerazioni geometriche si può così scrivere (vedi anche Fig.3.22):

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_j = \begin{pmatrix} \frac{(F_x \cos \alpha_j + F_y \operatorname{sen} \alpha_j)}{A} - \frac{M_G}{I_G} \cdot d_j \\ \frac{(-F_x \operatorname{sen} \alpha_j + F_y \cos \alpha_j)}{A} + \frac{M_G}{I_G} \cdot c^j(x, y) \end{pmatrix} \quad (3.112)$$

essendo d_j la distanza dall'origine del punto N_j della j -esima saldatura il cui raggio vettore è ortogonale alla stessa, e $c^j(x,y)$ la distanza tra N_j ed il generico punto $P(x,y)$ della j -esima saldatura considerato.

Come si può osservare, mentre d_j è unico per tutto il cordone, $c^j(x,y)$ varia lungo lo stesso, annullandosi quando $P(x,y)=N_j$ (N_j può risultare interno o esterno al cordone). Ne deriva che nel punto N_j l'effetto di M_G in termini di t_{\perp} si annulla, variando linearmente lungo il cordone (Fig.3.23).

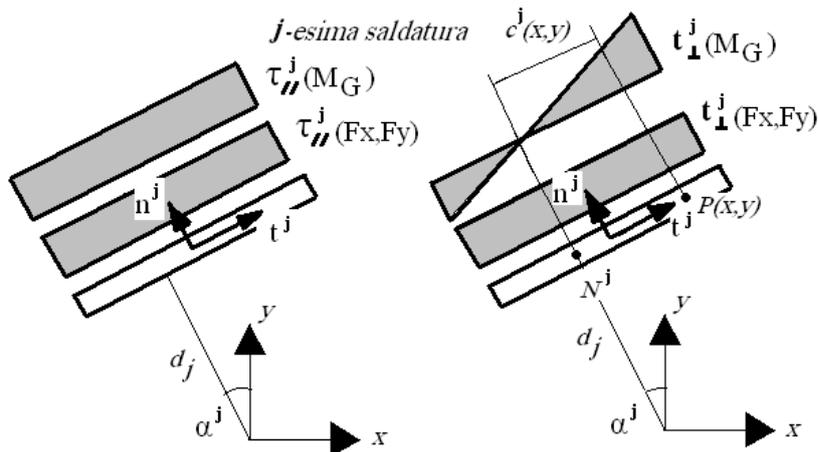


Fig.3.23: Tensioni tangenziali da taglio e torsione.

E' quindi di interesse il calcolo delle tensioni tangenziali ortogonali nell'estremo in cui tali effetti danno come somma algebrica il massimo valore (potendo N_j trovarsi sia all'interno che all'esterno dello sviluppo della saldatura, le tensioni tangenziali ortogonali da torsione possono assumere segno opposto o uguale agli estremi). Tali tensioni si ottengono particolarizzando le espressioni delle tensioni nell'estremo opportuno per ogni saldatura j -esima.

Per il calcolo del momento di inerzia polare I_G , si consideri la saldatura j -esima in Fig.3.24. Essendo la somma dei due momenti di inerzia assiali invariante rispetto al sistema di assi baricentrici assunti, la somma dei momenti assiali baricentrici è uguale sia se si sommano i valori relativi al sistema di riferimento locale, sia se si sommano i valori riferiti al sistema di riferimento parallelo a quello globale. Allora si ha:

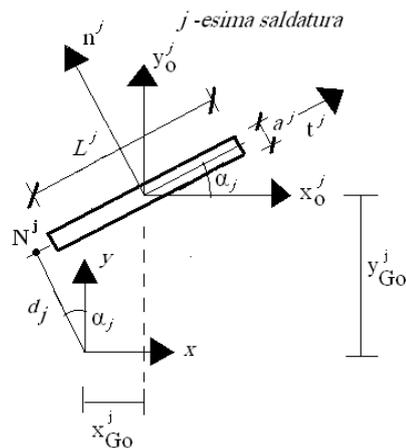


Fig.3.24: Saldatura j -esima nei sistemi di riferimento.

$$\begin{aligned}
 I_G &= I_{xx} + I_{yy} = \sum_{j=1}^M (I_{xx}^j + I_{yy}^j) = \\
 &= \sum_{j=1}^M (I_{nn}^j + A_j y_{G0}^{j2} + I_{tt}^j + A_j x_{G0}^{j2}) = \\
 &= \sum_{j=1}^M (I_{nn}^j + I_{tt}^j + A_j [x_{G0}^{j2} + y_{G0}^{j2}]) = \\
 &= \sum_{j=1}^M (I_{nn}^j + I_{tt}^j + A_j \cdot r_{G0}^{j2}) = \sum_{j=1}^M \left(\frac{a_j \cdot L_j^3}{12} + \frac{L_j \cdot a_j^3}{12} + a_j \cdot L_j \cdot r_{G0}^{j2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.113}$$

Come si può osservare, per il calcolo delle tensioni è necessario per ogni saldatura calcolare il modulo del raggio vettore r_{G0}^j per ottenere il momento di inerzia polare; inoltre bisogna calcolare le distanze d_j e $c^j(x,y)$, per ottenere il valore delle tensioni tangenziali; in particolare, data la variabilità lineare delle tensioni tangenziali ortogonali da torsione, basterà calcolare $c^j(x,y)$ ai due estremi della saldatura.

In presenza di momento biassiale, scomposto secondo gli assi x e y , i momenti di inerzia assiali, utili al calcolo delle tensioni normali, risultano dati da:

$$I_{xx} = \sum_{j=1}^M \left(I_{nm}^j \sin^2 \alpha + I_{tt}^j \cos^2 \alpha + A_j y_{G0}^j{}^2 \right)$$

$$I_{yy} = \sum_{j=1}^M \left(I_{nm}^j \cos^2 \alpha + I_{tt}^j \sin^2 \alpha + A_j x_{G0}^j{}^2 \right)$$
(3.114)

3.3.5.1.1 Applicazione

Si consideri la saldatura seguente, della forma indicata in Fig.3.25; scopo dell'applicazione è calcolare le tensioni tangenziali da taglio biassiale e torsione nella saldatura, con il metodo appena descritto. Inoltre si considera presente anche un momento flettente biassiale.

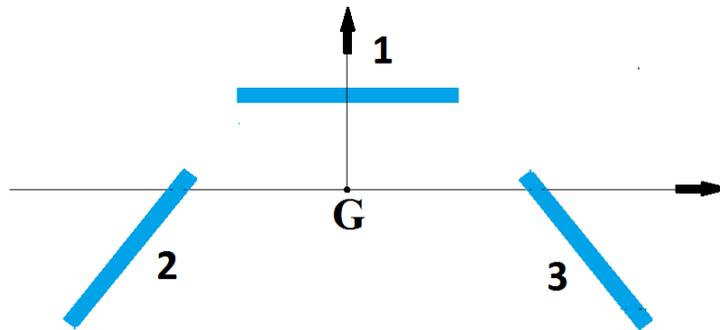


Fig.3.25: Applicazione.

Con riferimento alla Fig.3.25, le dimensioni geometriche sono le seguenti:
 $L_1=L_2=L_3=200$ mm; $a=10$ mm;

$M_t=10$ kNm; $T_x=100$ kN; $T_y=50$ kN; $M_x=50$ kNm; $M_y=25$ kNm.

Le tre saldature hanno centro nei punti individuati dalle coordinate seguenti.

coordinate saldatura	x	y
1	0	100
2	-250	-50
3	250	-50

G = baricentro del sistema di saldature (ad esso si riferiscono le sollecitazioni).

Si posiziona il sistema di riferimento nel baricentro G del sistema di saldature .
Calcolo delle tensioni tangenziali:

Da considerazioni geometriche risulta:

$$r_{G0}^1 = 100 \text{ mm} ; r_{G0}^2 = 255 \text{ mm} ; r_{G0}^3 = 255 \text{ mm} .$$

$$I_G = \sum_{j=1}^M \left(\frac{a_j \cdot L_j^3}{12} + \frac{L_j \cdot a_j^3}{12} + a_j \cdot L_j \cdot r_{G0}^{j2} \right) = \left(\frac{10 \cdot 200^3}{12} + \frac{200 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 200 \cdot 100^2 \right) +$$

$$+ \left(\frac{10 \cdot 200^3}{12} + \frac{200 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 200 \cdot 255^2 \right) + \left(\frac{10 \cdot 200^3}{12} + \frac{200 \cdot 10^3}{12} + 10 \cdot 200 \cdot 255^2 \right) =$$

$$= 300150000 \text{ mm}^4$$

$$A = \sum_{j=1}^M (a_j \cdot L_j) = 3(10 \cdot 200) = 6000 \text{ mm}^2$$

$$I_x = \sum_{j=1}^M \left(\frac{a_j \cdot L_j^3}{12} (\sin \alpha)^2 + \frac{L_j \cdot a_j^3}{12} (\cos \alpha)^2 + a_j \cdot L_j \cdot y_{G0}^{j2} \right) = 10 \cdot 200(100^2 + 2 \cdot 50^2) +$$

$$+ \frac{200 \cdot 10^3}{12} + 2 \frac{10 \cdot 200^3}{12} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 + 2 \frac{200 \cdot 10^3}{12} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 = 36700000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \sum_{j=1}^M \left(\frac{a_j \cdot L_j^3}{12} (\cos \alpha)^2 + \frac{L_j \cdot a_j^3}{12} (\sin \alpha)^2 + a_j \cdot L_j \cdot x_{G0}^{j2} \right) = 10 \cdot 200(2 \cdot 250^2) +$$

$$+ 2 \frac{10 \cdot 200^3}{12} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 + 2 \frac{200 \cdot 10^3}{12} \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 + \frac{10 \cdot 200^3}{12} = 263350000 \text{ mm}^4$$

Si osserva che ovviamente $I_x + I_y = I_G$, mentre $I_{xy} = 0$ essendo gli assi principali di inerzia.

Da considerazioni geometriche si ha:
 $d^2 = d^3 = 176,7 \text{ mm}$; $d^1 = 100 \text{ mm}$.

Tratto 1

$$\alpha^1 = 0^\circ \quad c_{1i}^1 = -100 \text{ mm} \quad c_{1f}^1 = +100 \text{ mm}$$

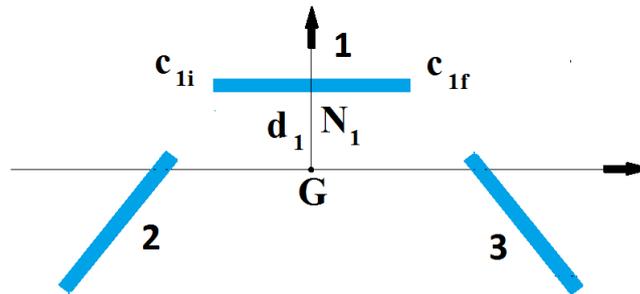


Fig.3.26:Tratto 1.

Effetto del taglio:

$$\begin{pmatrix} \tau_x \\ t_y \end{pmatrix}_1 = \begin{pmatrix} \frac{F_x}{A} \\ \frac{F_y}{A} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{100000}{6000} \\ \frac{50000}{6000} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 16,67 \\ 8,33 \end{pmatrix} \text{ N/mm}^2$$

Effetto della torsione nel:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,i} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G}{I_G} \cdot d_j \\ \frac{M_G}{I_G} \cdot c_i^j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{10000000}{300150000} \cdot 100 \\ -\frac{10000000}{300150000} \cdot 100 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -3,33 \\ -3,33 \end{pmatrix} \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_x \\ t_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G}{I_G} \cdot y_1 \\ \frac{M_G}{I_G} \cdot x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{10000000}{300150000} \cdot 100 \\ \frac{10000000}{300150000} \cdot 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -3,33 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,i} = \begin{pmatrix} (\tau_{x,1T} + \tau_{x,1M})_j \cos(\alpha_j) + (\tau_{y,1T} + \tau_{y,1M})_j \sin(\alpha_j) \\ (\tau_{x,1T} + \tau_{x,1M})_j \cos(\alpha_j) + (\tau_{y,1T} + \tau_{y,1M})_j \sin(\alpha_j) \end{pmatrix} =$$

$$\begin{pmatrix} (16.67)_j \cdot 1 + (8.33)_j \cdot 0 \\ (16.67)_j \cdot 0 + (8.33)_j \cdot 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 16.67 \\ 8.33 \end{pmatrix} \text{ N/mm}^2$$

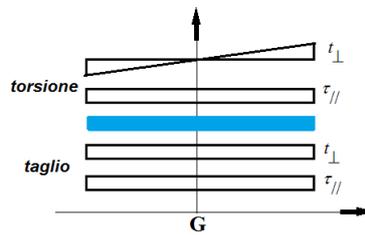


Fig.3.27: tratto 1: Tensioni tangenziali da taglio e torsione.

Tratto 2

$$\alpha^2 = 45^\circ \quad c_{1f}^1 = -276,7 \text{ mm} \quad c_{1f}^2 = -7,7 \text{ mm}$$

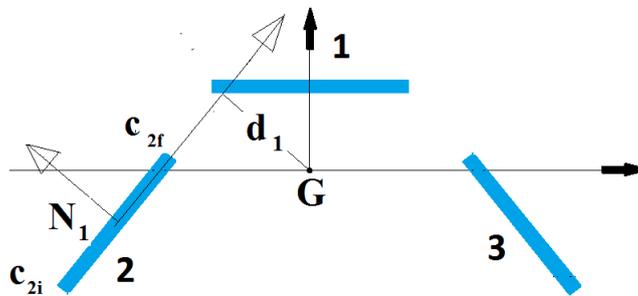


Fig.3.28: Tratto 2.

Effetto dell'azione tagliante in direzione x ed y:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_2 = \begin{pmatrix} \frac{(F_x \cos \alpha_j + F_y \cdot \text{sen} \alpha_j)}{A} \\ \frac{(-F_x \cdot \text{sen} \alpha_j + F_y \cos \alpha_j)}{A} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{(100000 \cdot \cos 45^\circ + 50000 \cdot \text{sen} 45^\circ)}{6000} \\ \frac{(-100000 \cdot \text{sen} 45^\circ + 50000 \cdot \cos 45^\circ)}{6000} \end{pmatrix} =$$

$$= \begin{pmatrix} 17,67 \\ -5,89 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

Effetto del momento torcente :

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,i} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G \cdot d_j}{I_G} \\ \frac{M_G \cdot c_i^j}{I_G} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{10000000}{300150000} \cdot 176,7 \\ -\frac{10000000}{300150000} \cdot 276,7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -5,89 \\ -9,22 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,f} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G \cdot d_j}{I_G} \\ \frac{M_G \cdot c_f^j}{I_G} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{10000000}{300150000} \cdot 176,7 \\ -\frac{10000000}{300150000} \cdot 7,7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -5,89 \\ -0,26 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

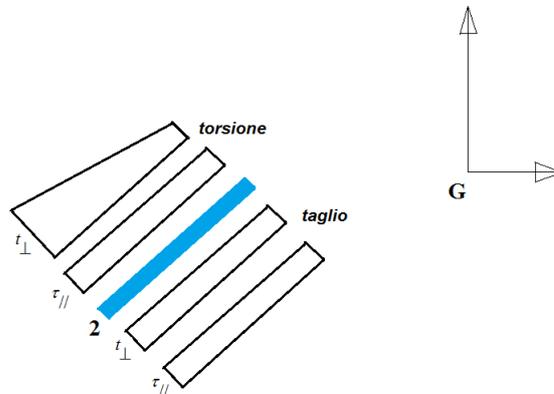


Fig.3.29: tratto 2: Tensioni tangenziali da taglio e torsione.

Tratto 3

$$\alpha^1 = -45^\circ \quad c_i^1 = +7,7 \text{ mm} \quad c_f^1 = +276,7 \text{ mm}$$

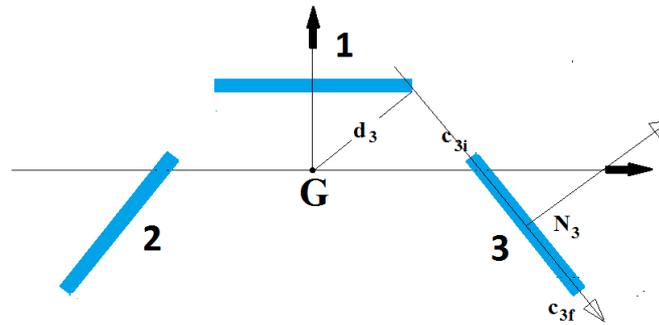


Fig.3.30: Tratto 3.

Effetto del taglio:

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_1 = \begin{pmatrix} \frac{(F_x \cos \alpha_j + F_y \operatorname{sen} \alpha_j)}{A} \\ \frac{(-F_x \operatorname{sen} \alpha_j + F_y \cos \alpha_j)}{A} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{(100000 \cdot \cos(-45^\circ) + 50000 \cdot \operatorname{sen}(-45^\circ))}{6000} \\ \frac{(-100000 \cdot \operatorname{sen}(-45^\circ) + 50000 \cdot \cos(-45^\circ))}{6000} \end{pmatrix} =$$

$$= \begin{pmatrix} 5,89 \\ 17,67 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

Effetto della torsione :

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{3,i} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G \cdot d_j}{I_G} \\ \frac{M_G \cdot c_i^j}{I_G} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{10000000}{300150000} \cdot 176,7 \\ \frac{10000000}{300150000} \cdot 7,7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -5,89 \\ 0,26 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{3,f} = \begin{pmatrix} -\frac{M_G \cdot d_j}{I_G} \\ \frac{M_G \cdot c_f^j}{I_G} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{50000000}{300150000} \cdot 176,7 \\ \frac{50000000}{300150000} \cdot 276,7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -5,89 \\ 9,22 \end{pmatrix} \text{ N / mm}^2$$

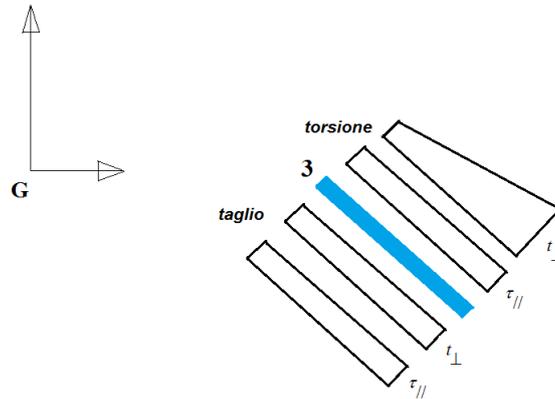


Fig.3.31: tratto 3: Tensioni tangenziali da taglio e torsione.

Considerazioni

Per quanto riguarda la modalità con cui assumere i segni delle distanze d^j , $c^j(x, y)$ e r_{G0}^j , è necessario osservare che:

- a) bisogna assegnare gli assi locali principali t^j , n^j come coppia di assi equiversa a x, y , cioè antioraria se x, y è antioraria;
- b) d^j è positivo se, visto come vettore $N - G$ (diretto da G verso N) risulta equiverso a n^j , mentre è negativo se di verso opposto;
- c) $c^j(x, y)$ è positivo se, detto P il punto di coordinate (x, y) in cui si calcola $c^j(x, y)$, il vettore $P - N$ (diretto da N verso P) risulta equiverso a t^j , mentre è negativo in caso contrario;
- e) $r_{G0}^j = G^j - G$ (diretto da G verso G^j) è presente in termini di modulo al quadrato, sicché non vi è problema relativo al segno.

Si ottiene in totale:

saldatura 1

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,i} = \begin{pmatrix} 16,67 \\ 8,33 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -3,33 \\ -3,33 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 13,34 \\ 5,00 \end{pmatrix} \quad N / mm^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{1,f} = \begin{pmatrix} 16,67 \\ 8,33 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -3,33 \\ 3,33 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 13,34 \\ 11,66 \end{pmatrix} \quad N / mm^2$$

saldatura 2

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{2,i} = \begin{pmatrix} 17,67 \\ -5,89 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -5,89 \\ -9,22 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 11,78 \\ -15,11 \end{pmatrix} \quad N/mm^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{2,f} = \begin{pmatrix} 17,67 \\ -5,89 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -5,89 \\ -0,26 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 11,78 \\ 6,15 \end{pmatrix} \quad N/mm^2$$

saldatura 3

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{3,i} = \begin{pmatrix} 5,89 \\ 17,67 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -5,89 \\ 0,26 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 17,93 \end{pmatrix} \quad N/mm^2$$

$$\begin{pmatrix} \tau_{//} \\ t_{\perp} \end{pmatrix}_{3,f} = \begin{pmatrix} 5,89 \\ 17,67 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} -5,89 \\ 9,22 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 26,89 \end{pmatrix} \quad N/mm^2$$

Tali tensioni sono dovute al taglio biassiale e alla torsione; per effetto del momento biassiale vi sono inoltre delle tensioni normali, ottenibili dalla formula di Navier, noti che sono i momenti di inerzia assiali (nel caso in esame, il momento di inerzia centrifugo è ininfluente essendo il sistema principale di inerzia, infatti tale momento centrifugo risulta nullo).

L'effetto di tali momenti è valutabile tramite la formula binomia per la flessione deviata:

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_x}{I_{xx}} y - \frac{M_y}{I_{yy}} x.$$

Si valuta la tensione normale nei punti di estremo dei tre tratti di saldatura.

saldatura	estremo	x	y	$\sigma (M_x)$	$\sigma (M_y)$	σ_{\perp}
		mm	mm	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1	i	-100	100	136	9	146
1	f	100	100	136	-9	127
2	i	-320	-120	-163	30	-133
2	f	-180	20	27	17	44
3	i	180	20	27	-17	10
3	f	320	-120	-163	-30	-194

saldatura	τ_{\perp}	$t_{//}$	σ_{id1}	$\beta_1 f_{yk}$	σ_{id2}	$\beta_2 f_{yk}$
	N/mm ²					
1	5	13	146	200	151	235
1	12	13	128	200	139	235

2	-15	12	134	200	148	235
2	6	12	46	200	50	235
3	18	0	21	200	28	235
3	27	0	196	200	221	235

Nello spirito di una verifica tensionale puntuale, in nessuno spigolo le tensioni massime sono superate, sicché la verifica può ritenersi soddisfatta.

3.3.5.2 Giunti sollecitati a flessione e taglio

Il giunto di Fig. 3.47 può essere realizzato con coppie di cordoni d'angolo simmetrici sia paralleli (caso a), sia normali al piano di flessione (caso b). La sezione resistente delle saldature è in entrambi i casi sollecitata da un taglio $T = P$ e da un momento flettente $M = P \cdot L$.

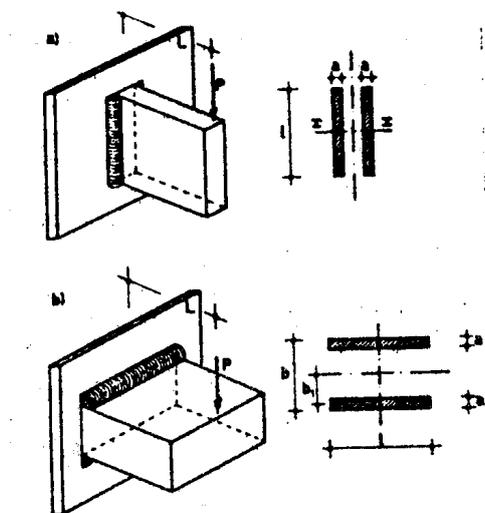


Fig.3.32: Giunti sollecitati a flessione e taglio.

Nel caso a) di Fig. 3.32 la sezione resistente della saldatura ha un'area pari a:

$$A_{sald} = 2 \cdot a \cdot l. \quad (3.115)$$

ed un modulo di resistenza:

$$W_{sald} = \frac{J_x}{y_{\max}} = 2 \cdot \frac{\frac{1}{12} \cdot a \cdot l^3}{\frac{l}{2}} = \frac{a \cdot l^2}{3}. \quad (3.116)$$

Nella saldatura nasceranno pertanto le seguenti tensioni nominali:

effetto di T:

$$\tau_{//} = \frac{T}{A_{sald}} = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}. \quad (3.117)$$

effetto di M:

$$n_{\perp} = \frac{M}{W_{sald}} = \frac{3 \cdot P \cdot L}{a \cdot l^2}. \quad (3.118)$$

Nel secondo caso (Fig. 3.32 b) la sezione resistente della saldatura ha un'area pari a:

$$A_{sald} = 2 \cdot a \cdot l; \quad (3.119)$$

ed un modulo di resistenza:

$$W_{sald} = \frac{J_x}{y_{\max}} = 2 \cdot \frac{\frac{1}{12} \cdot l \cdot a^3 + a \cdot l \cdot b_1^2}{\frac{b}{2}} = a \cdot l \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{a^2}{b} + \frac{4}{b} \cdot b_1^2 \right). \quad (3.120)$$

Pertanto le tensioni che si generano nella saldatura risultano:

- effetto di T:

$$\tau_{\perp} = \frac{T}{A_{sald}} = \frac{P}{2 \cdot a \cdot l}. \quad (3.121)$$

- effetto di M:

$$n_{\perp} = \frac{M}{W_{sald}} = \frac{P \cdot L}{a \cdot l \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \frac{a^2}{b} + \frac{4}{b} \cdot b_1^2 \right)}. \quad (3.122)$$

Le verifiche di resistenza da adottare sono quelle riportate nel paragrafo precedente.

3.3.5.3 Verifica a taglio di un'unione bullonata

Si verifichi in accordo al D.M. 14/01/2008 l'unione indicata in Fig. 3.33. Il carico assiale di progetto allo stato limite ultimo è $N_{Ed}=110$ kN. Inoltre i bulloni, di classe 8.8, hanno diametro d pari a 16mm; i fori hanno diametro 17 mm; i piatti di collegamento hanno larghezza l pari a 150 mm e spessore s di 5 mm e sono in acciaio S275.

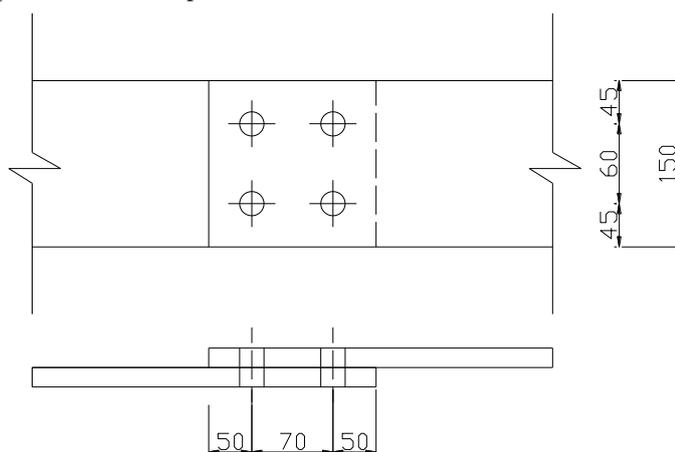


Fig.3.33: Unione bullonata.

La verifica dell'unione bullonata, con bulloni sollecitati a taglio viene eseguita attraverso le seguenti fasi:

1. controllo dimensionale della geometria del collegamento;
2. determinazione dell'azione tagliante su ogni sezione resistente del bullone;
3. determinazione della resistenza a taglio di ogni sezione resistente del bullone;
4. determinazione della resistenza a rifollamento;
5. determinazione della resistenza del piatto del collegamento nella sezione forata;
6. verifica ad attrito.

Partendo dal punto 1 si effettua il controllo dimensionale della geometria del collegamento; con riferimento a quanto prescritto dal D.M. 14/01/2008 si ha:

$$p_1 \geq 2.2d_0 \quad \Rightarrow \quad 70mm \geq [(2.2 \cdot 17) = 39.6 \text{ mm}]$$

$$p_1 \leq \min(14t_{\min}; 200mm) \quad \Rightarrow \quad 70mm \leq [\min(14 \cdot 5; 200mm)] = 70 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 2.4d_0 \quad \Rightarrow \quad 60mm \geq [(2.4 \cdot 17) = 40.8 \text{ mm}]$$

$$p_2 \leq \min(14t_{\min}; 200mm) \quad \Rightarrow \quad 60mm \leq [\min(14 \cdot 5; 200mm) = 70 \text{ mm}]$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \quad \Rightarrow \quad 50mm \geq [(1.2 \cdot 17) = 20.4 \text{ mm}]$$

$$e_1 \leq (4t_{\min} + 40mm) \quad \Rightarrow \quad 50mm \leq [(4 \cdot 5 + 40) = 60 \text{ mm}]$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 \quad \Rightarrow \quad 45mm \geq [(1.2 \cdot 17) = 20.4 \text{ mm}]$$

$$e_2 \leq (4t_{\min} + 40mm) \quad \Rightarrow \quad 45mm \leq [(4 \cdot 5 + 40) = 60 \text{ mm}]$$

Pertanto le prescrizioni geometriche sulle distanze sono rispettate.

La sollecitazione agente su ogni bullone vale:

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{4} = \frac{110}{4} = 27.5kN$$

La resistenza a taglio del bullone (cfr.3.4) è:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6f_{tb}A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 157}{1.25} = 60.3kN$$

La verifica corrispondente è (cfr.3.21a):

$$F_{ed} \leq nF_{v,Rd} \quad \text{dove } n = 1 \quad \Rightarrow 27.5 \text{ kN} \leq 60.3 \text{ kN}$$

La resistenza a rifollamento (pressione diametrale) vale:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

dove:

$$\alpha = \min(e_1 / 3d_0; f_{tb} / f_t; 1) = \min\left(\frac{50}{3 \cdot 17}; \frac{800}{430}; 1\right) = \min(0.98; 1.860; 1) = 0.98$$

$$k = \min(2.8 e_2 / d_0 - 1, 7; 2, 5) = \min\left(\frac{2,8 \cdot 45}{17} - 1, 7; 2, 5\right) = \min(5, 7; 2, 5) = 2, 5$$

quindi:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.98 \cdot 16 \cdot 5 \cdot 430}{1.25} = 67.4 \text{ kN}$$

La verifica corrispondente è:

$$F_{ed} \leq F_{b,Rd} \quad \Rightarrow 27.5 \text{ kN} \leq 67.4 \text{ kN}$$

Infine vi è la verifica relativa alla resistenza del piatto di collegamento.

L'area netta A_n vale:

$$A_n = (5 \cdot 150) - 2 \cdot (5 \cdot 17) = 580 \text{ mm}^2$$

La verifica (cfr.3.20) si può, dunque, condurre controllando la validità della seguente disequazione:

$$N_{ed} \leq \left[\frac{A_n \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{580 \cdot 275}{1.05} = 151.9 \right] \quad \Rightarrow 110 \text{ kN} \leq 151.9 \text{ kN}$$

e risulta soddisfatta.

La verifica ad attrito assumendo $\mu = 0,45$ fornisce:

$$F_{p,Cd} = \frac{0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = \frac{0.7 \cdot 800 \cdot 157}{1.10} = 79927 \text{ N} = 79.927 \text{ kN}$$

$$[N_{Ed} = 110 \text{ kN}] \leq \left[\frac{4 \cdot 0.45 \cdot 79.927}{1.25} = 115.090 \text{ kN} \right]$$

La verifica è soddisfatta.

3.3.5.4 Verifica del giunto flangiato

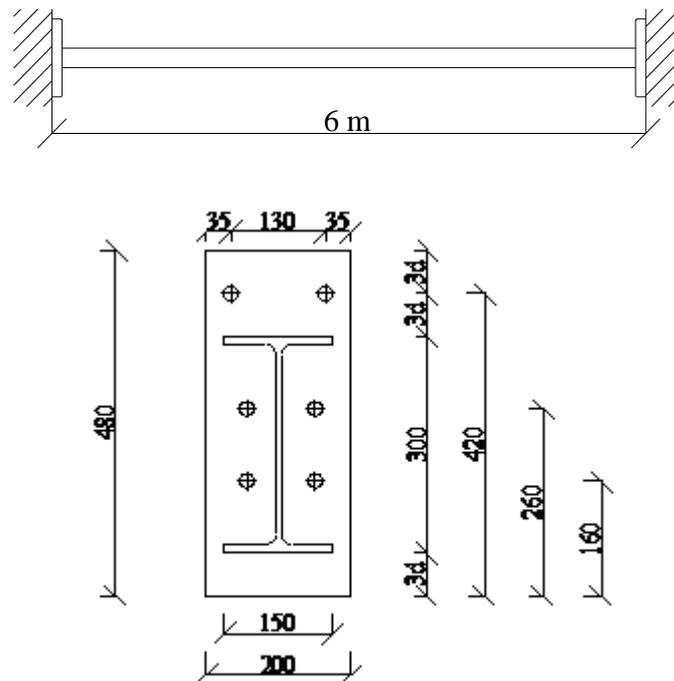


Fig.3.34: Schema di calcolo e particolare del nodo flangiato.

Trave:

- IPE 300
- $l_{trave} = 6 \text{ m}$
- acciaio S275 ;
- resistenza caratteristica dell'acciaio $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Bulloni:

- ad alta resistenza classe 8.8
- tensione di snervamento $f_{yb} = 640 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
- diametro = 20 mm

Piatto:

- spessore $s_p = 20$ mm
- larghezza $b_p = 200$ mm
- raggio di raccordo $r = 15$ mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PROFILO

Dal sagomario si ricavano le caratteristiche dimensionali della trave IPE 300:

- altezza $h = 300$ mm
- larghezza delle ali $b = 150$ mm
- spessore dell'anima $t_w = 7,1$ mm
- spessore dell'ala $t_f = 10,7$ mm
- momento di inerzia rispetto all'asse x:
 $I_x = 8356.1027 \text{ cm}^4 = 83561027 \text{ mm}^4$
- modulo di resistenza in condizioni elastiche rispetto all'asse y:
 $W_y = 557.07 \text{ cm}^3 = 557070 \text{ mm}^3$
- modulo di resistenza in condizioni plastiche rispetto all'asse y:
 $W_{pl,y} = 628.36 \text{ cm}^3 = 628360 \text{ mm}^3$

CLASSIFICAZIONE

La classe del profilo IPE considerato in relazione alle sue capacità plastiche (cfr. 4.2.3.1 delle NTC 2008) è pari ad 1; infatti trascurando i raccordi circolari si ha che:

$$\text{per l'anima: } c/t = 278,6/7,1 = 39,2 \leq 72\varepsilon = 66,24 \leq [72 \varepsilon = 66,24] \rightarrow \text{classe 1}$$

$$\text{per le ali: } c/t = 71,45/10,7 = 6,67 \leq 9\varepsilon = 8,28 [9 \varepsilon = 8,28] \rightarrow \text{classe 1}$$

CALCOLO DEL CARICO MASSIMO

Il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature è $\gamma_{M0} = 1.05$

Il momento resistente, in condizioni elastiche, vale:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 145899286 \text{ Nmm} = 145.9 \text{ kNm}$$

Il momento resistente, in condizioni plastiche, vale:

$$M_{pl} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 164570476 \text{ Nmm} = 164.570 \text{ kNm}$$

$$M_{pl} = q \cdot l^2 \cdot \frac{M_{pl}}{12} = 54.86 \text{ kN/m}$$

Il carico massimo corrispondente al momento plastico nella ipotesi di trave doppiamente incastrata vale:

VERIFICA DELLE UNIONI

Prima di procedere alla verifica delle unioni bullonate si calcolano il taglio ed il momento corrispondenti al carico q appena determinato:

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{54.86 \cdot 6}{2} = 164.58 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{54.86 \cdot 36}{12} = 164.58 \text{ kNm}$$

Le distanze di ogni coppia di bulloni dall'asse neutro, sono evidenziate in figura e valgono:

$$y_{\max} = y_1 = 3d + h + 3d = 60 + 300 + 60 = 420 \text{ mm}$$

$$y_2 = 200 + 3d = 260 \text{ mm}$$

$$y_3 = 100 + 3d = 160 \text{ mm}$$

La massima sollecitazione di trazione nei bulloni vale:

$$F'_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2)} \cdot y_{\max} = \frac{164580000}{539200} \cdot 420 = 128189 \text{ N}$$

Nelle file intermedie si ottiene:

$$F''_{t,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2)} \cdot y_2 = \frac{164580000}{539200} \cdot 260 = 79355 \text{ N}$$

$$F_{t,Ed}^m = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2)} \cdot y_3 = \frac{164580000}{539200} \cdot 160 = 48834N$$

La sollecitazione di taglio sul singolo bullone vale:

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n_b} = \frac{164580}{6} = 27430N$$

La resistenza a taglio dei bulloni, in corrispondenza della sezione non filettata, vale:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 0.6 \cdot \frac{800 \cdot 314}{1.25} = 120576N \quad (\text{per bulloni di classe 4.6, 5.6, 8.8})$$

La resistenza a trazione del singolo bullone, in corrispondenza della sezione filettata, vale:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0.9 \cdot \frac{800 \cdot 245}{1.25} = 141120N$$

Poiché siamo nel caso di sollecitazione combinata di taglio e trazione, per la verifica si possono usare le seguenti formule di interazione (cfr. paragrafo 3.2.2.3):

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

Dalla prima relazione si ottiene:

$$\frac{27430}{120576} + \frac{128189}{1.4 \cdot 141120} = 0.876 \leq 1$$

Dalla seconda relazione si ottiene:

$$\frac{128189}{141120} = 0.908 \leq 1$$

Le due verifiche di resistenza risultano quindi soddisfatte.

Verifica a rifollamento

La verifica a rifollamento prevede il rispetto della seguente espressione:

$$F_{v,Ed} \leq \left[F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right]$$

Le prescrizioni normative nazionali per α e k forniscono:

- $\alpha = \min (e_1/(3d_0); f_{tb}/f_k; 1)$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
- $\alpha = \min (p_1/(3d_0)-0.25; f_{tb}/f_k; 1)$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato
- $k = \min (2.8 e_2/d_0-1.7; 2.5)$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare del carico applicato
- $k = \min (1.4 p_2/d_0-1.7; 2.5)$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico applicato

Nel caso in esame si ha (cfr.3.2.2.2):

$$\alpha = \min \left(\frac{60}{60}; \frac{800}{430}; 1 \right) = 1$$

$$k = \min \left(2.8 \frac{35}{20} - 1.7; 2.5 \right) = 2.5$$

$$\alpha \cdot k = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 430}{1.25} = 344000N$$

$$\left[F_{v,Ed} = 27430N \right] < \left[F_{b,Rd} = 344000N \right]$$

La verifica a rifollamento risulta quindi soddisfatta.

Verifica ad attrito

Per i bulloni ad alta resistenza (classi 8.8 e 10.9) sono previste verifiche ad attrito per effetto della forza di precarico $F_{p,Cd}$:

$$F_{p,Cd} = \frac{0.7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} = \frac{0.7 \cdot 800 \cdot 254}{1.1} = 124727N$$

La resistenza ad attrito del collegamento, tenendo conto della sollecitazione a trazione e considerando inoltre che ci sono due bulloni per ogni fila, diventa:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0.8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad \text{per ogni bullone}$$

$$F_{s,Rd} = 0.45 \cdot \frac{[6 \cdot 124727 - 2 \cdot 0.8 \cdot 128189) - 2 \cdot 0.8 \cdot 79355) - 2 \cdot 0.8 \cdot 48834]}{1.25} =$$

$$= \frac{0.45 \cdot [2(22175) + 2(61243) + 2(85659)]}{1.25} = 121736N$$

Passando alla verifica si ha:

$$V_{Ed} = F_v = 164580N > F_{s,R} = 121736N$$

La verifica così impostata non è soddisfatta; tuttavia la forza di compressione totale non è ridotta dagli sforzi di trazione in quanto questi sono compensati dalla forza di compressione esercitata in corrispondenza dell'asse di rotazione. Allora si ottiene:

$$F_{s,Rd} = \frac{m \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd})}{\gamma_{M3}} = \frac{6 \cdot 1 \cdot 0.45 \cdot 124727}{1.25} = 279307N$$

Alla luce di tale considerazione si può dunque affermare che la verifica è soddisfatta.

FLANGE

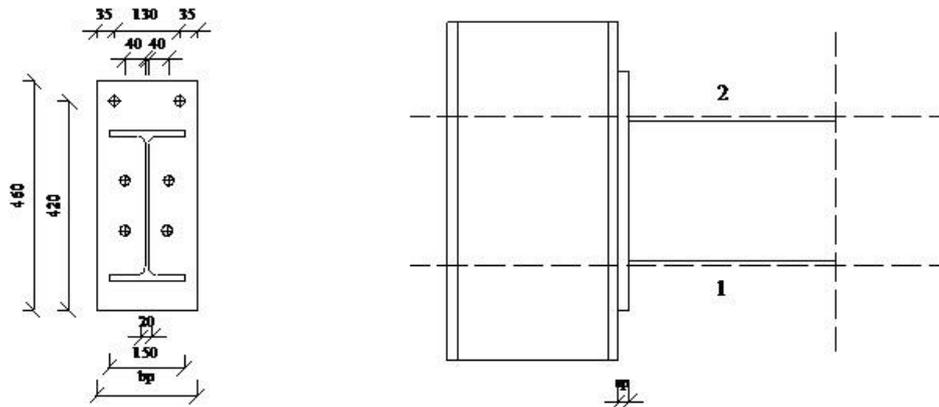


Fig. 3.35 : Sezioni di verifica.

Di seguito viene effettuata la verifica plastica di resistenza in corrispondenza delle sezioni 1 e 2, indicate in Fig. 3.35.

Calcolo del momento sollecitante e del momento resistente lungo la sezione 2.

Tale momento è pari alla forza di trazione nei bulloni della fila più alta moltiplicata per la distanza del punto di applicazione dall'ala superiore della trave, moltiplicato per il numero di bulloni situati a quel livello (cioè due nel nostro caso):

$$M_{Ed,2} = 2 \cdot F_{t,Ed} \cdot 3 \cdot d = 2 \cdot 128189 \cdot 60 = 15.4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 15.4 \text{ kNm}$$

Considerando una distribuzione degli sforzi a 45° , che si sviluppa a partire dai bordi del bullone e arriva fino alla fibra corrispondente all'ala superiore del profilato a doppio T, la larghezza collaborante per ogni bullone risulterebbe: $b_1 = 60 + 20 + 60 = 140$ mm; ma osservando che agli estremi esterni tale lunghezza non è disponibile, mentre nella zona centrale le due aree di diffusione si sovrappongono risulta che la larghezza collaborante vale $b_p = 130 + 2 \cdot 35 = 200$ mm per i due bulloni

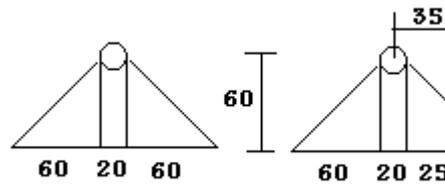


Fig.3.36: Distribuzione degli sforzi in corrispondenza dei bulloni.

$$M_{Rd,2} = \frac{b_p \cdot s_p^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \cdot 20^2}{4} \cdot \frac{275}{1.05} = 5238095 \text{ Nmm} = 5.23 \text{ kNm}$$

Poiché

$$[M_{Ed,2} = 15.4 \text{ kNm}] > [M_{Rd,2} = 5.23 \text{ kNm}]$$

la verifica non è soddisfatta.

Considerando ora la sezione 1, interessata in tutta la sua larghezza dal momento flettente che la forza di bordo flangia provoca nella sezione 1 stessa, il modulo resistente in condizioni plastiche vale ancora:

$$W_{pl,1} = \frac{b_p \cdot s_p^2}{4} = \frac{200 \cdot 20^2}{4} = 20000 \text{ mm}^3$$

Il momento sollecitante, come detto, è pari alla forza di bordo flangia per la distanza dell'ala inferiore del profilato a doppio T dal bordo inferiore della piastra. La forza di bordo flangia F_{bf} è data dalla somma di tutte le forze di trazione nei bulloni, pari a 512726 N (dall'equilibrio alla traslazione orizzontale).

$$M_{Ed,1} = F_{bf} \cdot 3 \cdot d = 512756 \cdot 60 = 30.765 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 30.765 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,1} = W_{pl,1} \cdot \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 20000 \cdot \frac{275}{1.05} = 5.23 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 5.23 \text{ kNm}$$

$$[M_{Ed,1} = 30.765 \text{ kNm}] > [M_{pl,Rd,1} = 5.23 \text{ kNm}]$$

Anche in questo caso la verifica non è soddisfatta.

Poiché, come visto, le verifiche non sono soddisfatte, si deve aumentare la resistenza della flangia aggiungendo costole di rinforzo superiormente ed inferiormente. Lo schema e le dimensioni del rinforzo sono evidenziati nella Fig.3.37.

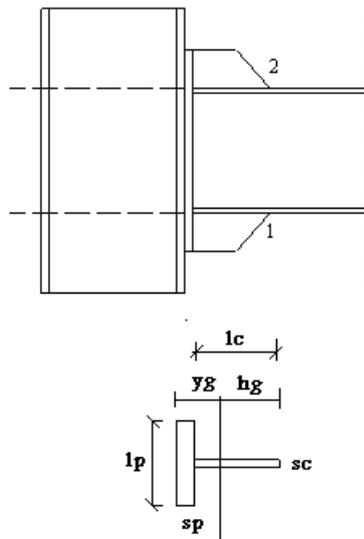


Fig.3.37: Costole di rinforzo.

COSTOLE DI RINFORZO

Passando alle sezioni rinforzate, si immagini di voler prima procedere ad una verifica in campo elastico della stessa sezione. Allo scopo, si determinano le caratteristiche resistenti della sezione ed in particolare per la determinazione del baricentro della sezione si calcolano, preventivamente, il momento statico S_c e l'area A_c delle sezioni resistenti 1 e 2.

Si ottiene quindi la distanza del baricentro y_G della sezione resistente dal bordo dell' ala della sezione a T. Si ottiene quindi:

$$S_c = \frac{l_p \cdot s_p^2}{2} + l_c \cdot s_c \cdot \left(s_p + \frac{l_c}{2} \right) = \frac{200 \cdot 20^2}{2} + 180 \cdot 10 \cdot \left(20 + \frac{180}{2} \right) = 238000 \text{ mm}^3$$

$$A_c = l_c \cdot s_c + s_p \cdot l_p = 180 \cdot 10 + 20 \cdot 200 = 5800 \text{ mm}^2$$

$$y_G = \frac{S_c}{A_c} = \frac{238000}{5800} = 41.04 \text{ mm}$$

$$h_G = 200 - y_G = 158.96 \text{ mm}$$

Il momento di inerzia ed il modulo resistente della sezione valgono rispettivamente:

$$I_c = l_p \frac{s_p^3}{12} + l_p \cdot s_p \cdot \left(y_G - \frac{s_p}{2} \right)^2 + s_c \cdot \frac{l_c^3}{12} + s_c \cdot l_c \cdot \left(s_p + \frac{l_c}{2} - y_G \right)^2$$

$$I_c = 200 \frac{20^3}{12} + 200 \cdot 20 \cdot \left(41.04 - \frac{20}{2} \right)^2 + 10 \frac{180^3}{12} + 10 \cdot 180 \cdot \left(20 + \frac{180}{2} - 41.04 \right)^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow I_c = 1.33 \cdot 10^5 + 3.85 \cdot 10^6 + 4.86 \cdot 10^6 + 8.56 \cdot 10^6 = 1.74 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

e quindi il momento resistente per entrambe le sezioni vale:

$$M_{Rd,1} = M_{Rd,2} = \frac{I_c \cdot f_{yk}}{h_G \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1.74 \cdot 10^7 \cdot 275}{158.96 \cdot 1.05} = 28.67 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 28.67 \cdot 10^6 \text{ kNm}$$

Confrontando i valori dei momenti sollecitanti con quelli resistenti si ottiene:

$$\left[M_{Ed,1} = 30.765 \text{ kNm} \right] > \left[M_{Rd,1} = 28.67 \text{ kNm} \right]$$

$$\left[M_{Ed,2} = 15.4 \text{ kNm} \right] < \left[M_{Rd,2} = 28.67 \text{ kNm} \right]$$

La verifica della sezione 2 risulta ora soddisfatta, mentre la sezione 1 ancora non è verificata. Si può allora ricorrere alla verifica plastica in tale sezione (nella sezione 2, essendo soddisfatta la verifica elastica, lo sarà ovviamente anche quella plastica).

In fase di completa plasticizzazione della sezione rinforzata, l'asse neutro divide la sezione in due parti di uguale area. Essendo l'area della sezione della flangia ($200 \cdot 20 = 4000$) maggiore dell'area della costola ($180 \cdot 10 = 1800$) l'asse neutro taglierà la sezione della flangia. L'equilibrio alla traslazione (uguaglianza delle aree) fornisce:

$$l_p \cdot y_g = (s_p - y_g) l_p + s_c \cdot l_c \Rightarrow$$

$$y_g = \frac{l_p \cdot s_p + l_c \cdot s_c}{2 \cdot l_p} = \frac{200 \cdot 20 + 180 \cdot 10}{2 \cdot 200} = 14.5 \text{ mm}$$

che conferma la ipotesi di asse neutro interno allo spessore s_p (vedi Fig. 3.39).

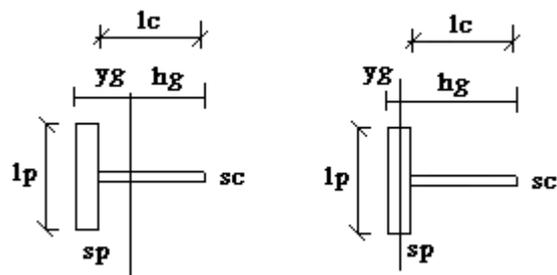


Fig.3.38: Asse neutro plastico: prima e seconda ipotesi.

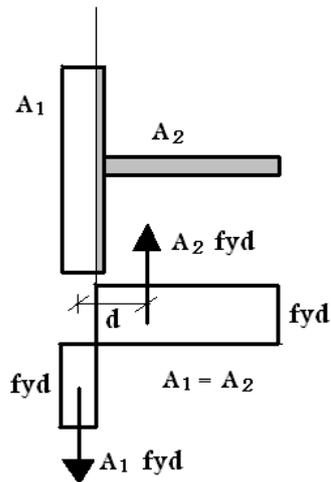


Fig.3.39: Momento resistente plastico.

Per calcolare il braccio d della coppia interna, è necessario preliminarmente calcolare il baricentro geometrico delle sezioni di area A_1+A_2 (vedi Fig. 3.39), con $A_1 = A_2$. Le distanze di tale baricentro dal filo di separazione tra flangia e costola si ottengono così:

$$y_{g1} = \frac{y_g}{2} = \frac{14.5}{2} = 7.25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{l_p \cdot (s_p - y_g)^2}{2} + l_c \cdot s_c \cdot \left((s_p - y_g) + \frac{l_c}{2} \right) =$$

$$= \frac{200 \cdot (20 - 14.5)^2}{2} + 180 \cdot 10 \cdot \left((20 - 14.5) + \frac{180}{2} \right) = 174925 \text{ mm}^3$$

$$A_2 = l_c \cdot s_c + (s_p - y_g) \cdot l_p = 180 \cdot 10 + (20 - 14.5) \cdot 200 = 2900 \text{ mm}^2$$

$$y_{g2} = \frac{S}{A_2} = \frac{174925}{2900} = 60.3 \text{ mm}$$

Risulta allora:

$$d = y_{g1} + y_{g2} = 7.25 + 60.3 = 67.55 \text{ mm}$$

E' ora possibile calcolare il momento resistente plastico della sezione rinforzata:

$$M_{Rd,1} = \frac{A_2 \cdot f_{yk} \cdot d}{\gamma_{M0}} = \frac{2900 \cdot 275 \cdot 67.5}{1.05} = 51267857 \text{ Nmm} = 51.27 \text{ kNm}$$

Dal confronto con $M_{Ed,1}$ la verifica risulta soddisfatta:

$$\left[M_{Ed,1} = 30.765 \text{ kNm} \right] < \left[M_{Rd,1} = 51.27 \text{ kNm} \right]$$

Infine è necessario effettuare un'ulteriore verifica in corrispondenza delle sezioni individuate dalle file intermedie di bulloni. Consideriamo i bulloni più caricati tra quelli interni. Essi sollecitano a flessione la flangia che può essere considerata incastrata su due bordi ortogonali corrispondenti all'ala ed all'anima del profilo IPE. Essendo anche gli altri due bulloni, meno caricati, nella stessa situazione geometrica, la verifica è limitata ai due bulloni più sollecitati a trazione, o meglio singolarmente ad uno di essi. Per ripartire secondo le due direzioni ortogonali il momento flettente, è possibile usare un calcolo plastico. La ripartizione della flessione tra le direzioni ortogonali (x e y) si effettua a 45° a partire dal bullone, come già fatto in precedenza. Allo scopo, è necessario osservare la Fig. 3.40, nella quale si individuano le due mensole, chiamate mensola x e mensola y.

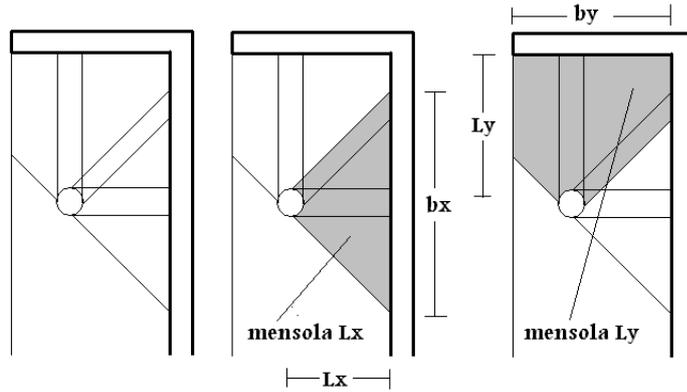


Fig.3.40: Mensole per la ripartizione .

Le due mensole sono a sezione variabile; nello spirito di una ripartizione approssimata, si può assumere come base delle due sezioni quella terminale, b_x per la mensola parallela a x , b_y per la mensola parallela a y (vedi Fig. 3.40). Ebbene, la forza F si ripartirà in due aliquote, F_x che inflette la mensola x , ed F_y che inflette la mensola y , e tali aliquote stanno tra loro come stanno i momenti plastici delle sezioni incastrate.

La forza ha valore 79355 N, mentre $L_x=40$ mm e $L_y=100$ mm; dalla Fig. 3.41 si legge infine $b_x=40+20+40=100$ mm e $b_y=200/2-7.1/2=96$ mm. Si osserva che b_y viene assunta pari alla larghezza disponibile di flangia, includendo anche la parte estrema non incastrata (adiacente alla linea tratteggiata in Fig. 3.41), in quanto anche quella parte è reagente.

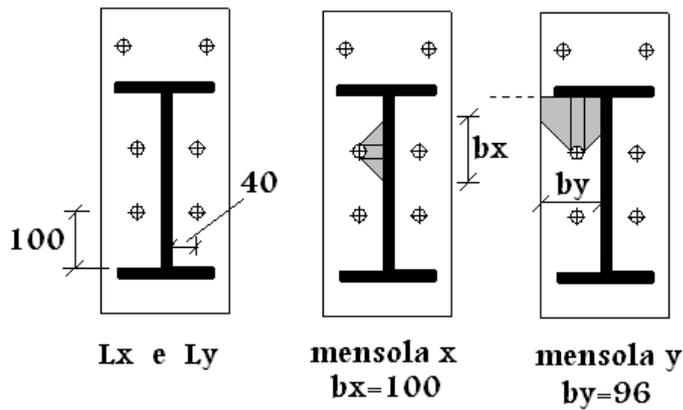


Fig.3.41: Dati numerici dell'esempio.

Sostituendo i valori numerici nella espressione del momento resistente plastico si ha:

$$M_{Rdx} = \frac{b_x s_p^2}{4} \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 20^2}{4} \frac{275}{1.05} = 2619047 \text{ Nmm} = 2.62 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdy} = \frac{b_y s_p^2}{4} \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{96 \cdot 20^2}{4} \frac{275}{1.05} = 2514285 \text{ Nmm} = 2.515 \text{ kNm}$$

La aliquota di forza massima sopportabile in ognuna delle due direzioni risulta:

$$F_x = \frac{M_{Rdx}}{L_x} = \frac{2.62}{0.040} = 65.5 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{M_{Rdy}}{L_y} = \frac{2.515}{0.100} = 25.15 \text{ kN}$$

La somma di tali contributi, che possono essere offerti se si sviluppa la massima capacità plastica, porta ad una forza massima del bullone “ammissibile”:

$$F = F_x + F_y = 65.5 + 25.15 = 90.65 \text{ kN} = 90650 \text{ N}$$

che è maggiore di 79355 N. La verifica è quindi soddisfatta.

3.4 Unioni Chiodate

3.4.1 Generalità

I chiodi sono generalmente costituiti da un gambo tronco-conico sormontato da una testa che può essere tonda, svasata o con calotta piana (Figg. 3.42 a, b, c). Mentre le chiodature a caldo sono praticamente scomparse dalla carpenteria metallica, i chiodi da ribattere a freddo (rivetti) sono frequentemente impiegati nelle unioni di lamiere sottili di acciaio e di leghe leggere. Le operazioni richieste per effettuare una chiodatura a caldo sono (Figg. 3.42 d, e) la foratura dei pezzi da collegare con fissaggio provvisorio delle due parti, il riscaldamento del chiodo al color rosso e la messa in opera e ribaditura con macchina apposita che rifolla il gambo del chiodo forzandolo a riempire il foro e a formare la seconda testa.

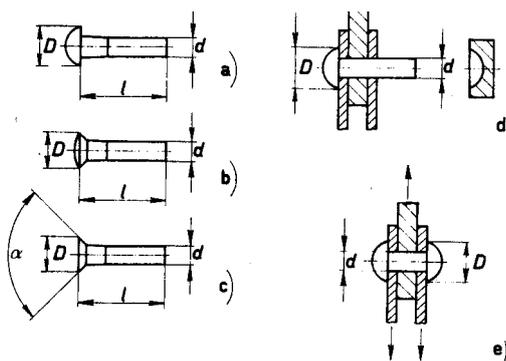


Fig. 3.42: Tipi unificati di chiodi.

A causa del raffreddamento il chiodo viene sottoposto a tensioni assiali di trazione che possono arrivare al limite elastico del materiale e generano pressioni notevoli fra le superfici delle lamiere a contatto. Il giunto presenta quindi una resistenza per attrito qualitativamente simile a quella che si ha nei giunti bullonati; di essa non si tiene usualmente conto nel calcolo a causa delle incertezze nel valutare la entità della pretrazione che peraltro tende a ridursi nel tempo per fenomeni di elasticità susseguente, dovuti sia alle variazioni dei carichi esterni che alle vibrazioni nella struttura. Pertanto, le regole tecniche di calcolo dei giunti chiodati prevedono di fare affidamento solo sulla resistenza a taglio dei chiodi. Per quanto riguarda le tensioni nominali, l'andamento degli sforzi nei connettori, la distribuzione di questi nel giunto e il comportamento a collasso di una unione chiodata vale quanto detto per le bullonature.

Nella Fig. 3.43 sono messi a confronto le distribuzioni di tensione effettive e teoriche nel caso di giunto simmetrico con tre lamiere e non simmetrico, rispetto al piano mediano del chiodo, con due lamiere. In entrambi i casi, e specialmente nel secondo con giunto tra due lamiere, la tensione massima di contatto in campo elastico è notevolmente superiore a quella media. E' evidente tuttavia che la plasticizzazione locale porta a distribuzioni di tensioni vicine a quelle teoriche.

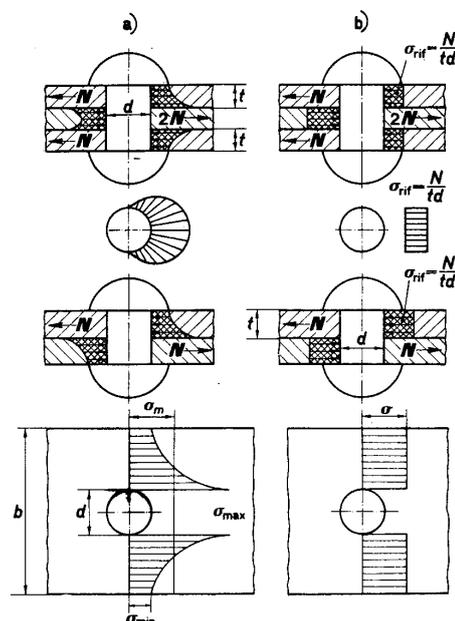


Fig. 3.43: Distribuzione delle tensioni in un giunto chiodato:
a) tensioni reali; b) tensioni nominali.

3.4.2 Prescrizioni del D.M. 14/01/2008 per unioni chiodate

I chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio. Per il calcolo della resistenza delle unioni chiodate si adotta il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{M2}=1.25$ (vedi Tab.3.III). I valori degli altri coefficienti parziali di sicurezza sono analoghi a quelli visti per le unioni bullonate. La resistenza di calcolo a taglio dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, è assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tr} \cdot A_0}{\gamma_{M2}} \quad (3.123)$$

dove f_{tr} è la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi ed A_0 la sezione del foro. La resistenza di calcolo a rifollamento si calcola come quando si è in presenza di bulloni. Infine la resistenza a trazione può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0.6 \cdot \frac{f_{tr} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad . \quad (3.124)$$

Capitolo 4

MEMBRATURE TESE

4.1 Tipologie di elementi tesi

Le membrature tese, ossia gli elementi rettilinei soggetti agli estremi a due forze di trazione, possono presentarsi nel contesto di una struttura sia come elementi autonomi (catena di un arco a spinta eliminata come in Fig. 4.1, tirante di sospensione di un solaio), sia come componenti di un elemento strutturale (aste tese di una trave reticolare, rappresentata in Fig. 4.2).

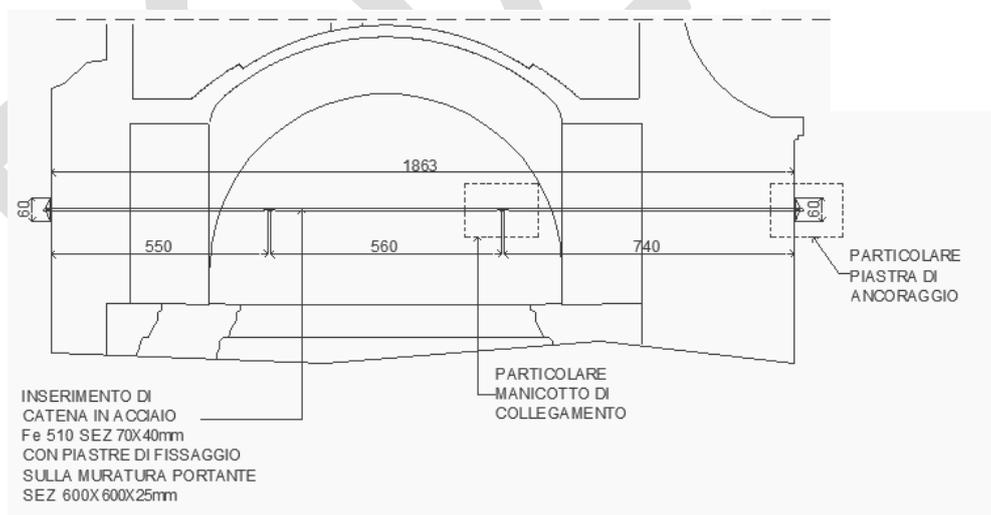


Fig. 4.1: Schema di una catena inserita all'imposta di un arco.

Nel primo caso, di solito, si impiegano sezioni di tipo circolare o a fune mentre nel secondo, in cui le membrature usualmente sono di tipo composte per accostamento di due profili (es. del tipo a C o angolari), di particolare interesse sono i problemi costruttivi di realizzazione dei nodi e le rispettive unioni. E' opportuno notare che, in una trave reticolare, un'asta tesa può diventare compressa, o viceversa, al variare della condizione di carico. Sotto l'aspetto tipologico le membrature tese possono distinguersi in:

- fili o cavi,
- tubi o in generale sezioni chiuse,
- profilati singoli
- profilati accoppiati.

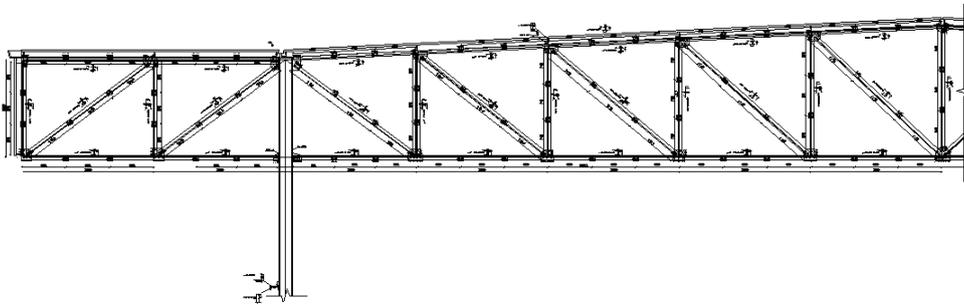


Fig. 4.2: Esempio di travatura reticolare di copertura di un capannone industriale.

4.2 Verifica di resistenza

La verifica di resistenza di un elemento teso si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.1)$$

dove N_{Ed} è il valore di calcolo della forza assiale che può impegnare l'elemento, con riferimento alle condizioni di carico, definite in accordo con quanto indicato in § 1.3 e $N_{t,Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione, che assume la seguente espressione:

$$N_{t,Rd} = \frac{N_{t,k}}{\gamma_{M0}} \quad (4.2)$$

in cui $N_{t,k} = A \cdot f_{yk}$, è il valore caratteristico della resistenza a trazione della membratura, determinato dal valore caratteristico di snervamento del materiale f_{yk} moltiplicato per l'area

in sezione dell'elemento strutturale A ; γ_{M0} è un coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature (definito in Tab. 4.I).

Per membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, $N_{t,Rd}$, deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

- la resistenza plastica della sezione lorda A :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4.3)$$

- la resistenza a rottura della sezione netta (A_{net} , area depurata delle riduzioni dovute ai fori):

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

in cui f_{yk} e f_{tk} sono rispettivamente i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura dell'acciaio; γ_{M0} e γ_{M2} sono fattori parziali relativi al modello di resistenza adottato, indicati in Tab. 4.I.

Tab. 4.I: Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità.

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M0}=1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M0}=1,10$
Resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M0}=1,25$

Il coefficiente parziale γ_{M2} , di valore superiore rispetto al coefficiente γ_{M0} , interpreta in maniera semplificata l'indebolimento della sezione dovuto alla concentrazione tensionale connesso alla presenza dei fori.

Qualora il progetto preveda il rispetto dei criteri di gerarchia delle resistenze, come avviene per progettazioni di natura sismica, la resistenza plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$, che interpreta un meccanismo di rottura di tipo duttile (connessa allo snervamento dell'acciaio), deve risultare non maggiore della resistenza a rottura della sezione indebolita dai fori, $N_{u,Rd}$, di natura fragile (connessa al raggiungimento delle tensioni di rottura del materiale). In formula deve risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (4.5)$$

In altra forma, al fine di avere elementi dissipativi con carattere duttile, l'area netta della sezione resistente deve rispettare la seguente condizione:

$$A_{net} \geq \frac{\gamma_{M2} \cdot f_{yk}}{0,9 \cdot \gamma_{M0} \cdot f_{tk}} A \quad (4.6)$$

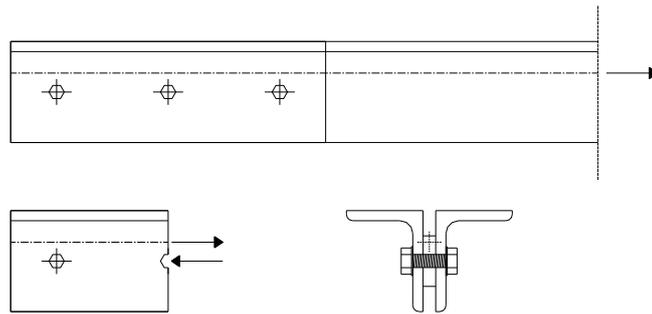


Fig. 4.3: Eccentricità tra asse di bullonatura e asse baricentrico.

Se il profilo è collegato simmetricamente al suo baricentro, l'area efficace coincide con la sua sezione netta A_{net} ottenuta come differenza tra sezione totale e sezione di foratura. Un'eventuale eccentricità tra l'asse baricentrico e l'asse di bullonatura (Fig. 4.3) genera degli incrementi di sollecitazione, nelle zone di attacco dell'asta tesa, che riduce la portanza dell'elemento stesso.

Nel caso particolare di un angolare singolo, collegato da una singola fila di bulloni, la capacità portante $N_{u,Rd}$, può essere valutata [EN 1993-1-8: 2005] come segue in funzione del numero dei bulloni:

- angolare con 1 bullone (Fig. 4.4 a):

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (4.9)$$

- angolare con 2 bulloni (Fig. 4.4 b):

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (4.10)$$

- angolare con 3 o più bulloni (Fig. 4.4 c):

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (4.11)$$

in cui e_2 e d_0 rappresentano, rispettivamente, la distanza dell'asse del foro dal bordo esterno dell'elemento in direzione ortogonale alla forza e il diametro del foro, i coefficienti riduttivi

β_2 e β_3 sono riportati in Tab. 4.II e dipendono dal passo dei bulloni p_1 (per valori intermedi di p_1 è ammessa l'interpolazione lineare).

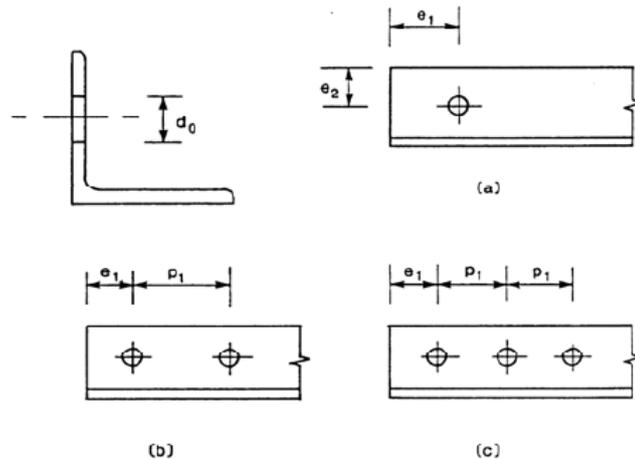


Fig. 4.4: Sezione di un angolare singolo collegato (a) con un singolo bullone, (b) con due bulloni e (c) con 3 bulloni.

Tab. 4.II: Valori di β_1 e β_2 per angolari collegati su una sola ala.

passo p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
2 bulloni β_2	0,4	0,7
3 bulloni o più β_3	0,5	0,7

Qualora i dispositivi di connessioni siano tra loro sfalsati (Fig. 4.5), la superficie da detrarre all'area totale per ottenere quella netta (*effettiva*) è il più grande dei seguenti termini [EN 1993-parte 1-1: 2005]:

- l'aliquota di area forata (A_f), in una qualsiasi sezione trasversale ortogonale allo sviluppo della membratura;

$$- t \cdot \left(n \cdot d_0 - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right) \quad (4.12)$$

dove t è lo spessore dell'elemento; n è il numero di bulloni lungo una qualsiasi spezzata o diagonale, costruite progressivamente attraverso la membratura o parte di essa (Fig. 4.5); d_0 è il diametro dei fori (comunemente si ha 1 solo valore del diametro dei fori); p ed s rappresentano rispettivamente la proiezione del passo dei bulloni in direzione della forza e

in quella ortogonale. La sommatoria è estesa a tutti i tratti compresi tra due bulloni nella spezzata.

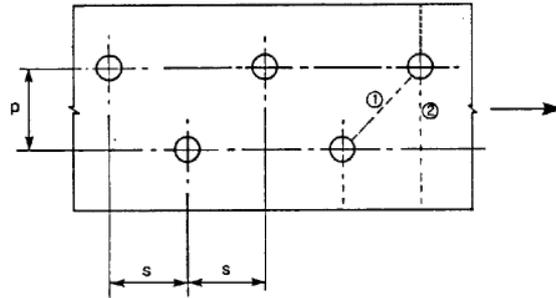


Fig. 4.5: Sezione di attacco di un elemento teso con bullonature sfalsate.

4.3 Ulteriori indicazioni progettuali

Per le situazioni non trattate nel D.M. 14/01/2008 (norme tecniche per le costruzioni, 2008) è possibile riferirsi a normative o altri documenti tecnici di comprovata validità. Gli elementi composti, per esempio, non vengono espressamente trattati nelle NTC 2008, per tale ragione si utilizzano le disposizioni del D.M. 9/1/1996.

4.3.1 D.M. 9/1/96

L'area efficace di un profilo, collegato simmetricamente al suo baricentro, coincide con l'area dello stesso o con la sua sezione netta A_n (sezione totale ridotta dell'aliquota di foratura), quando ciò non è più valido per composizioni non simmetriche dei profili, il D.M. 9/1/96, riferendosi alle indicazioni del documento tecnico CNR10011, dà delle indicazioni su come considerare l'area netta, A_n , come riportato di seguito. Nel caso di angolari singoli collegati su una sola ala (Fig. 4.6 a), l'area effettiva può essere assunta pari a:

$$A_{net} = A_1 + \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} \cdot A_2 \quad (4.13)$$

dove A_1 è l'area netta dell'ala collegata e A_2 l'area dell'ala non collegata.

Nel caso di coppie di angolari connessi tra di loro almeno ai terzi della lunghezza e collegati al medesimo lato della piastra, profilati a C collegati sull'anima o a T collegati sulle ali (Figg. 4.6 b,d,e), l'area effettiva di ciascun profilo può essere assunta pari a:

$$A_{net} = A_1 + \frac{5 \cdot A_1}{5 \cdot A_1 + A_2} \cdot A_2 \quad (4.14)$$

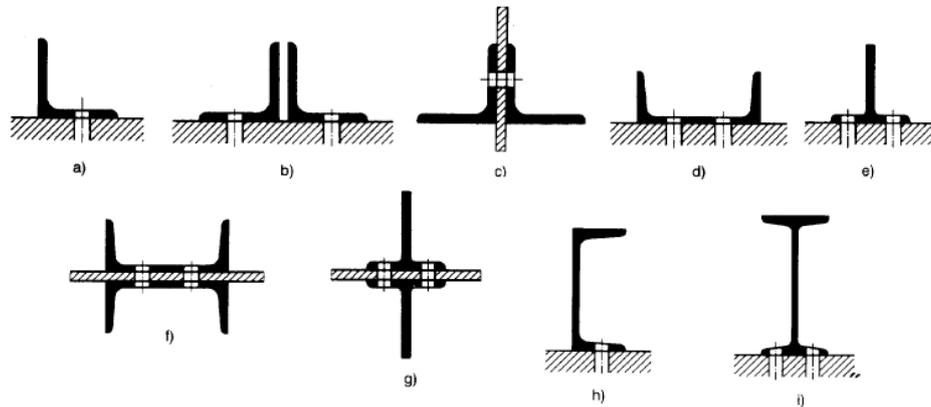


Fig. 4.6: Composizioni di profilati metallici.

Nel caso di coppie di angolari assoggettati a trazione, coppie di profilati a C collegati sull'anima o di due T accoppiati ala-ala, connessi fra loro almeno ai terzi della lunghezza e collegati ai due lati della piastra di nodo (Figg. 4.6 c, f, g), il calcolo dell'area effettiva viene eseguito considerando l'area totale dei profili depurata dell'area di foratura. Si deve evitare di regola l'impiego di profilati ad I e a C sollecitati prevalentemente a trazione, collegati su una sola delle ali (Figg. 4.6 i, h).

4.4 Applicazioni

4.4.1 Applicazione 1

Verificare la sezione di attacco di un elemento teso formato da un angolare a lati diseguali $L 150 \times 100 \times 10$ in acciaio $S 235$, vincolato ad una piastra in acciaio mediante tre bulloni di diametro 14 mm inseriti in fori di 15 mm . L'azione assiale di progetto N_{Ed} vale 350 kN .

Verifica di resistenza

La capacità portante dell'elemento all'attacco, $N_{u,Rd}$, va valutata in accordo all'equazione (4.11); $\beta_3 = 0,615$, riferita ad un passo dei bulloni $p_1 = 70 \text{ mm}$, deriva da un'interpolazione lineare dei valori β_3 riportati in Tab. 4.II.

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,615 \cdot [2420 - (10 \cdot 15)] \cdot 360}{1,25} = 420 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta (la verifica della piastra e dell'unione bullonata sono fuori dallo scopo di questo esercizio).

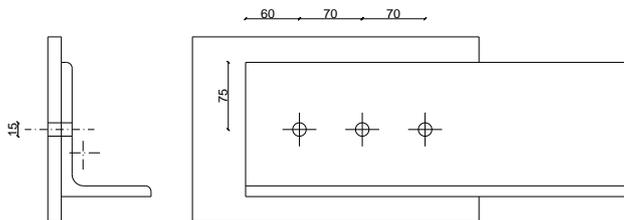


Fig. 4.7.

Si noti che per questo caso si viola il criterio di gerarchia delle resistenze, in quanto la resistenza plastica della sezione lorda, $N_{pl,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2420 \cdot 235}{1,05} = 541,62 \text{ kN}$$

risulta essere maggiore della resistenza a rottura della sezione indebolita dai fori, $N_{u,Rd}$, di natura fragile (raggiungimento delle tensioni di rottura del materiale).

La stessa verifica, condotta secondo le indicazioni del D.M. 9/1/96, contiene l'espressione dell'area efficace che è la seguente:

$$A_{net} = A_1 + \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} A_2 = (150 \cdot 10 - 15 \cdot 10) +$$

$$+ \frac{3 \cdot (150 \cdot 10 - 15 \cdot 10)}{3 \cdot (150 \cdot 10 - 15 \cdot 10) + (2420 - 150 \cdot 10)} (2420 - 150 \cdot 10) = 2099 \text{ mm}^2$$

Nello spirito delle NTC 2008, la resistenza a rottura della sezione netta si valuta attraverso la seguente formula:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 2099 \cdot 360}{1,25} = 544 \text{ kN}.$$

La verifica risulta ancora soddisfatta; si noti come l'espressione (4.11) suggerita dall'EN 1993-parte 1-8:2005 risulta essere più conservativa rispetto alle indicazioni precedentemente adottate dal D.M. 9/1/1996.

4.4.2 Applicazione 2

Si verifichi un giunto di continuità di una membratura tesa. Il profilo giuntato è un IPE 240 in acciaio S 235, soggetto ad un azione assiale a trazione di progetto $N_{Ed} = 700 \text{ kN}$. Le piastre coprigiunto, bullonate all'esterno delle ali della trave saldata, sono piatte in acciaio S 235 di larghezza pari a 120 mm e spessore di 6 mm , mentre le piastre coprigiunto d'anima, bullonate anche esse all'esterno, sono piatte in acciaio S 235 di larghezza pari a 180 mm e spessore di 6 mm . I bulloni di diametro 14 mm , vengono posizionati in fori di 15 mm ; la loro classe di resistenza è la 6.8.

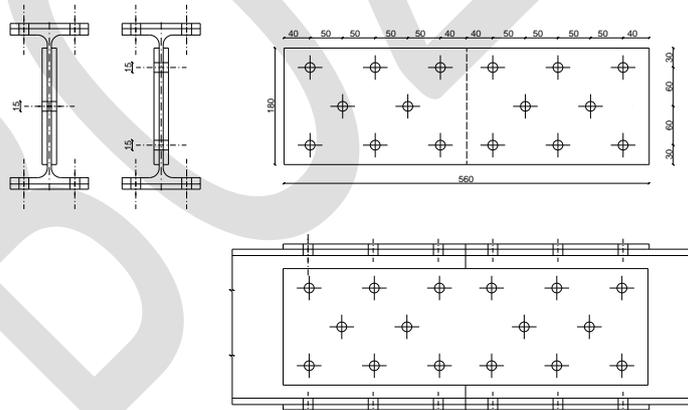


Fig. 4.8.

Verifica di resistenza della sezione non forata

Area lorda del profilo IPE 240, $A_{prof} = 3910 \text{ mm}^2$;

Area lorda delle piastre di giunto:

$$A_{pias} = 2 \cdot (b_w \cdot t_w) + 2 \cdot (b_f \cdot t_f) = 2 \cdot (180 \cdot 6) + 2 \cdot (120 \cdot 6) = 3600 \text{ mm}^2.$$

La capacità portante della sezione trasversale nella parte non forata si considera:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3600 \cdot 235}{1,05} = 805,71 \text{ kN}$$

in cui in $A = \min(A_{pias}, A_{prof})$. Essendo $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica di resistenza della sezione forata

Le forature presente sulla sezione ne riducono la capacità portante, l'area netta si valuta nel seguente modo:

$$A_{f,net} = 2 \cdot (b_w \cdot t_w) - A^* + 2 \cdot (b_f \cdot t_f - 4 \cdot d_0 \cdot t_f)$$

in cui d_0 è il diametro dei fori dei coprigiunti d'ala, mentre A^* è l'area totale da dedurre da quella delle due piastre del coprigiunto d'anima per la valutazione dell'area netta, assunta pari al maggiore tra:

$$2 \cdot (2 \cdot d_0 \cdot t_w) = 2 \cdot (2 \cdot 15 \cdot 6) = 360 \text{ mm}^2$$

$$2 \cdot \left[t \cdot \left(n \cdot d_0 - \sum \frac{s^2}{4 \cdot p} \right) \right] = 2 \cdot 6 \left(3 \cdot 15 - \frac{2 \cdot 50^2}{4 \cdot 60} \right) = 290 \text{ mm}^2$$

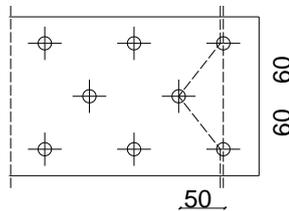


Fig. 4.9.

infine, l'area netta $A_{f,net}$ è pari a:

$$A_{f,net} = 2 \cdot (180 \cdot 6) - 360 + 2 \cdot (120 \cdot 6 - 4 \cdot 15 \cdot 6) = 2880 \text{ mm}^2.$$

La capacità portante della sezione forata può essere calcolata come indica l'espressione (4.4):

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 2880 \cdot 360}{1,25} = 746,5 \text{ kN}$$

e siccome accade che $N_{Ed} < N_{u,Rd}$, la verifica risulta soddisfatta.

Si noti come $N_{u,Rd} < N_{pl,Rd}$, per tale ragione si violano i principi del "capacity design", in quanto la crisi della membratura avviene nelle zone di foratura, con modalità poco duttile.

4.4.3 Applicazione 3

Effettuare la verifica di resistenza di un profilo a T, soggetto ad una azione di trazione $N_{Ed} = 220 \text{ kN}$. La membratura, in acciaio S 235, viene collegata in estremità ad una piastra rigida attraverso lo schema di bullonatura riportato in Fig. 4.10 (bulloni di diametro 10 mm e foratura sul profilo di diametro 11 mm).

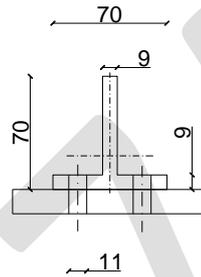


Fig. 4.10.

Verifica di resistenza

La resistenza dell'elemento nella zona di unione, $N_{u,Rd}$, va valutata in accordo all'equazione (4.4); la A_n non essendo definita nelle NTC 2008 per questo specifico esempio può essere valutata seguendo le indicazioni del D.M. 09/1/1996:

$$A_{net} = A_1 + \frac{5A_1}{5A_1 + A_2} A_2 = (70 \cdot 9 - 2 \cdot 11 \cdot 9) + \frac{5 \cdot (70 \cdot 9 - 2 \cdot 11 \cdot 9)}{5 \cdot (70 \cdot 9 - 2 \cdot 11 \cdot 9) + 61 \cdot 9} 61 \cdot 9 = 869,7 \text{ mm}^2$$

da cui

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 869,7 \cdot 360}{1,25} = 225426 \text{ N} = 225,4 \text{ kN}$$

essendo $N_{u,Rd} > N_{Ed}$, la verifica è soddisfatta (la verifica della piastra e dell'unione bullonata sono fuori dallo scopo di questo esercizio).

Capitolo 5

MEMBRATURE COMPRESSE

5.1 Introduzione

Le membrature di una struttura metallica si ritrovano sollecitate a compressione principalmente nei puntoni delle strutture reticolari (aste di parete, correnti) e negli elementi verticali delle strutture intelaiate (pilastri o colonne).

Il dimensionamento e la verifica di una membratura compressa sono essenzialmente condizionati dai fenomeni d'instabilità, che dipendono dai parametri geometrici come la forma e l'orientamento della sezione, la lunghezza dell'asta, e dalle modalità di collegamento che determinano la tipologia dei nodi e dei vincoli di estremità.

Una razionale utilizzazione del materiale conduce ad aumentare al massimo, a parità di area, il valore del raggio minimo d'inerzia della sezione di una membratura compressa. A parità di altre condizioni ciò si ottiene centrifugando il più possibile il materiale rispetto al baricentro, ma controllando contemporaneamente che una eccessiva riduzione dello spessore delle pareti non determini l'insorgere di fenomeni d'instabilità locale.

Per le colonne sono di uso frequente le sezioni chiuse a forma circolare o quadrata, quando prevalgano i carichi verticali, oppure le sezioni ad H o rettangolari chiuse, in presenza di momenti flettenti in un piano preferenziale. Tali forme si realizzano sia con sezioni semplici (tubi tondi o quadri, profili HE) prodotte direttamente per laminazione, sia con sezioni composte dall'accoppiamento di profilati con lamiere saldate (collegamento continuo), oppure con aste di parete a traliccio o con calastrelli (collegamento discontinuo). Per aste compresse tralicciate si usano profilati singoli o accoppiati.

5.2 Verifica di resistenza elementi semplici e composti

In assenza di fenomeni di instabilità la verifica è riconducibile al seguente controllo:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (5.1)$$

dove N_{Ed} è lo sforzo assiale massimo di compressione che, con riferimento alle condizioni di carico, può impegnare l'elemento, mentre $N_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione e vale:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \text{ per le sezioni di classe 1,2 e 3,} \quad (5.2)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \text{ per le sezioni di classe 4,} \quad (5.3)$$

in cui f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica del materiale, γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, A ed A_{eff} sono rispettivamente l'area e l'area efficace resistente. Non è generalmente necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano invece presenti fori sovradimensionati o asolati.

Sezioni trasversali di classe 4 - forza assiale

Legenda

- 1 Asse baricentrico della sezione trasversale lorda
- 2 Asse baricentrico della sezione trasversale efficace
- 3 Zone non efficaci
- 4 Zona non efficace

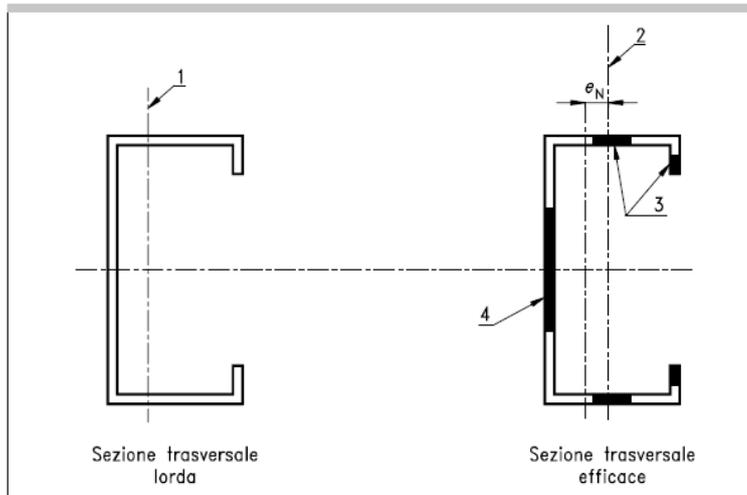


Fig.5.1: Sezione di classe 4 penalizzata per instabilità locali.

Per elementi con sezioni di classe 4 ovvero “snelle”, per i quali la crisi può essere legata a fenomeni di instabilità locale piuttosto che a crisi di resistenza del materiale, si fa riferimento ad un'area “efficace” ovvero ad un'area ridotta A_{eff} , valutata secondo le indicazioni UNI EN1993-1-5: 2001.

La Fig. 5.1 esemplifica il processo di definizione dell'area efficace per un profilo a C di classe 4. Il possibile spostamento e_N del baricentro dell'area efficace, A_{eff} , rispetto al baricentro della sezione lorda induce un momento aggiuntivo da portare in conto in verifica: l'asta deve essere, quindi, verificata a presso-flessione (vedi Capitolo 7).

Oltre alla verifica di resistenza innanzi descritta, che in nessun caso può essere omessa, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità trattate nei successivi paragrafi.

5.3 Verifica di stabilità elementi semplici

La verifica di stabilità di un'asta, nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa, si effettua controllando che risulti:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.4)$$

dove N_{Ed} è l'azione di compressione di progetto mentre $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità dell'asta compressa.

Secondo la trattazione euleriana, la cui validità è limitata a condizioni puramente teoriche come la presenza di un materiale perfettamente elastico e la assenza di imperfezioni geometriche e meccaniche, il carico critico è dato da:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\beta \cdot l)^2} \quad (5.5)$$

I valori teorici dei coefficienti β , che definiscono la lunghezza di libera inflessione per i casi di asta singola, sono riportati nella fig. 5.2. Nella stessa figura sono riportati i valori consigliati dalle norme per β , talora lievemente amplificati rispetto ai teorici, nei casi i cui è prevedibile una cedevolezza vincolare che altera la previsione teorica.

In sintesi i valori che le norme prescrivono per il coefficiente β , nelle seguenti condizioni di vincolo elementari per l'inflessione nel piano considerato (Fig. 5.2), risultano:

- | | |
|---------------|---|
| $\beta = 1$ | se i vincoli dell'asta possono assimilarsi a cerniere nel caso di colonne di fabbricato provvisto di ritegni trasversali rigidi in corrispondenza dei piani, tali da impedire gli spostamenti orizzontali nei nodi; |
| $\beta = 0,7$ | se i vincoli dell'asta possono assimilarsi ad incastri di adeguata rigidezza (0.5 il valore teorico); |
| $\beta = 0,8$ | se il vincolo in un estremo è assimilabile ad una cerniera e l'altro ad un incastro di adeguata rigidezza (0.7 il valore teorico); |
| $\beta = 1,2$ | se il vincolo al piede è un incastro di adeguata rigidezza ed il vincolo alla testa impedisce la rotazione ma non la traslazione (doppio pendolo) |

(1.0 il valore teorico).

$\beta = 2,1$ se l'asta è vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto ed è libera all'altro estremo (2.0 il valore teorico).

I valori assegnati a β per le aste vincolate con incastri in una o entrambe le estremità sono, come si vede, prudenziali rispetto ai valori teorici (0.7 in luogo di 0.5, 0.8 in luogo di 0.7, 1.2 in luogo di 1, 2.1 in luogo di 1.0); ciò dipende dalla considerazione che è generalmente difficile in pratica realizzare incastri perfetti agli estremi delle aste nelle costruzioni metalliche ed è opportuno considerare una certa cedevolezza nodale.

Condizioni di vincolo						
Valore teorico di β	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valore prescritto dalle norme	0,70	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Simboli			rotazione	impedita libera impedita libera	traslazione	impedita impedita libera libera

Fig.5.2: Luce libera di inflessione per varie condizioni di vincolo.

L'impostazione appena vista è valida ed esauriente nel caso di membrature isolate. Nel caso invece di aste appartenenti a sistemi intelaiati a nodi spostabili ovvero a nodi fissi, la determinazione della lunghezza di libera inflessione (distanza tra due punti di flesso successivi in configurazione deformata o tra due punti di momento nullo) è un'operazione più difficoltosa; tuttavia si possono definire i seguenti intervalli di variazione per il coefficiente β :

- (0,5 e 1), per aste compresse in telai a nodi fissi;
- (1 e $+\infty$) per aste compresse in telai a nodi spostabili.

Una più accurata definizione del coefficiente β si può ottenere con un approccio semplificato proposto dall'EC3 [UNI EN 1993-1-1 1994]; in tale codice il fattore di lunghezza efficace β di un'asta facente parte di un telaio generico, viene ricavato a partire dal grado di vincolo che il telaio offre nei confronti della stessa.

In particolare, nel caso di telai a nodi fissi si ha:

$$\beta = 0,5 + 0,14 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,055 \cdot (\eta_1 + \eta_2)^2, \quad (5.6a)$$

oppure

$$\beta = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}, \quad (5.6b)$$

dove η_1 e η_2 sono i coefficienti dipendenti dalla distribuzione delle rigidità nel nodo, definiti come:

$$\eta_1 = \frac{k_c + k_1}{k_c + k_1 + k_{11} + k_{12}}, \quad (5.7)$$

$$\eta_2 = \frac{k_c + k_2}{k_c + k_2 + k_{21} + k_{22}}, \quad (5.8)$$

In tali relazioni i coefficienti di rigidità k sono definiti come rapporto tra l'inerzia e la lunghezza dell'asta (pilastro o trave), ovvero $k = I/l$, mentre i pedici identificano gli elementi convergenti nel nodo come si vede in Fig. 5.5. Nel caso di travi di un edificio su cui poggiano i solai, vengono proposte le seguenti espressioni modificate di k :

- per le travi che sostengono direttamente i solai si ha $k = I/l$;
- per travi aventi carichi diretti, si ha $k = 0,75 \cdot I/l$ per telai a nodi fissi e $k = I/l$ per telai a nodi spostabili;
- per travi soggette a soli momenti di estremità, si ha $k = 0,5 \cdot I/l$ per telai a nodi fissi e $k = 1,5 \cdot I/l$ per telai a nodi spostabili.

Entrambe le formulazioni (Eq. 5.6 a e 5.6 b) sono rappresentate graficamente in Fig. 5.3 e forniscono per β valori poco diversi.

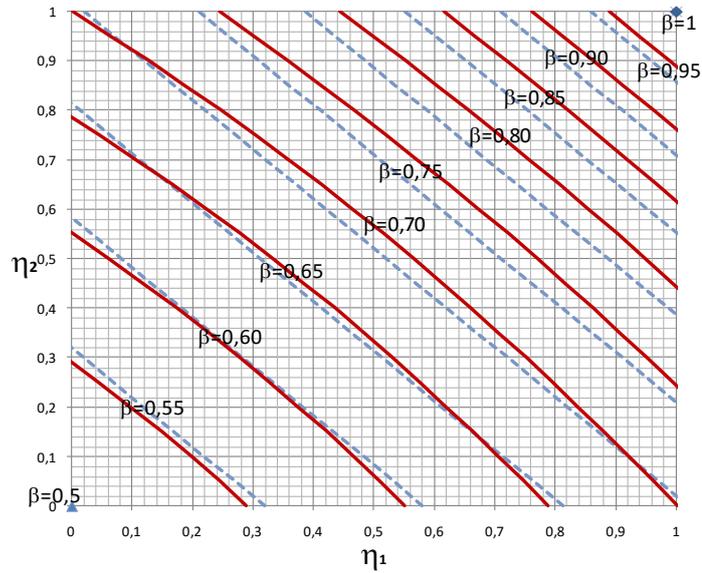


Fig.5.3: Fattore di lunghezza efficace per telai a nodi fissi, in cui le linee tratteggiate sono definite secondo l'espressione (5.6 a) mentre le continue secondo la (5.6 b).

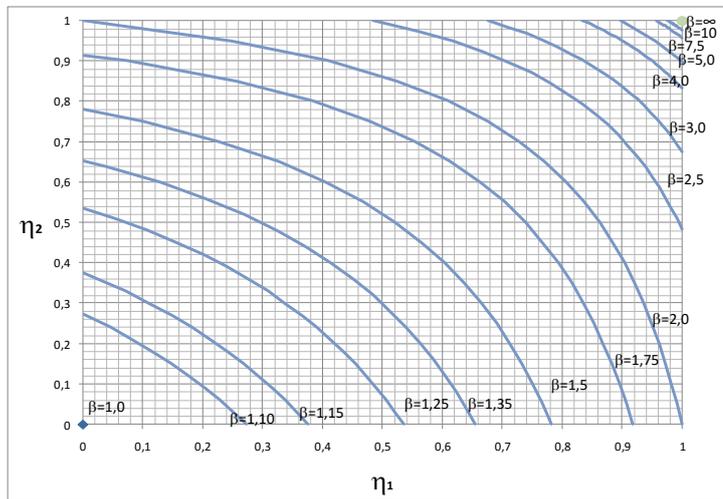


Fig.5.4: Fattore di lunghezza efficace per telai a nodi spostabili definite secondo l'espressione (5.7).

Più in particolare l'espressione (5.6 a) restituisce un β più alto, rispetto alla (5.6 b), nei casi in cui le travi, che convergono ai nodi di estremità dell'asta considerata, siano poco rigide a flessione (in tale circostanza i coefficienti η_1 e η_2 presentano dei valori alti che tendono all'unità). Viceversa la (5.6 a) assegna un coefficiente di lunghezza efficace β più basso della (5.6 b) nei casi in cui le travi, convergenti ai nodi dell'elemento considerato, siano molto rigide (in questo caso i coefficienti η_1 e η_2 assumono dei valori bassi e tendono ad azzerarsi).

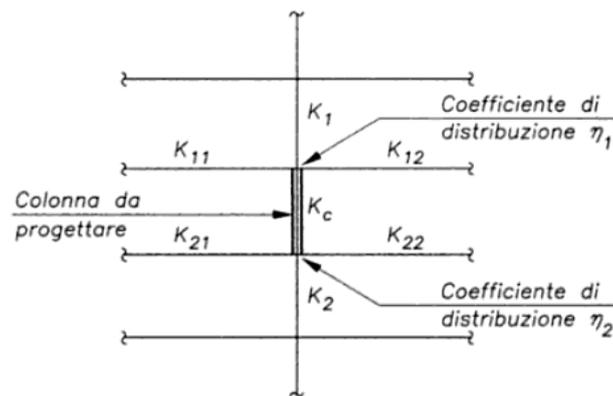


Fig.5.5: Simbologia per la valutazione della lunghezza libera di flessione.

Quanto ai telai a nodi spostabili, si è già detto che, in linea di principio, vale la relazione seguente $\beta \in [1, +\infty]$. Un'espressione meglio approssimata per determinare il valore di β è riportata bel seguito:

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}, \quad (5.9)$$

con riferimento al significato dei simboli già visto per i telai a nodi fissi. L'espressione in oggetto restituisce il valore $\beta = 1$ nel caso in cui $\eta_1 = \eta_2 = 0$ (ovvero nel caso di travi infinitamente rigide rispetto alla colonna) e fornisce $\beta = +\infty$ nel caso in cui $\eta_1 = \eta_2 = 1$ (ovvero per travi infinitamente deformabili).

Dividendo la (5.5) per l'area della sezione, si ottiene:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}, \quad (5.10)$$

avendo definito con λ la snellezza dell'asta:

$$\lambda = \frac{\beta \cdot l}{i}, \quad (5.11)$$

essendo i il raggio di inerzia nel piano di inflessione considerato.

La tensione critica espressa dalla (5.10) ha un andamento iperbolico (iperbole di Eulero) nel piano $\lambda - \sigma_{cr}$ così come riportato in Fig. 5.6.

Tale curva risulta valida fino al valore $\sigma_{cr} = \sigma_s$ (tensione di snervamento) che corrisponde al termine del tratto perfettamente elastico nel diagramma $\sigma - \varepsilon$ dell'acciaio.

L'ascissa λ_p , corrispondente alla intersezione fra la retta orizzontale passante per σ_s e l'iperbole di Eulero, viene definita snellezza limite o snellezza di proporzionalità, e per la (5.10), ponendo $\sigma_{cr} = \sigma_s$, vale:

$$\lambda_p = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_s}}, \quad (5.12)$$

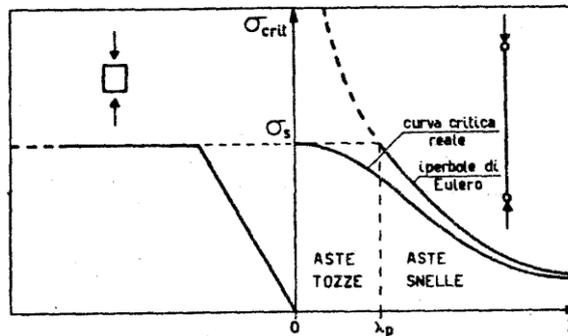


Fig. 5.6: Iperbole di Eulero.

Ovviamente, solo aste con snellezze maggiori di λ_p potranno verificarsi con la formula di Eulero (5.10); al contrario per aste di snellezza minore di λ_p la crisi si manifesterà per collasso del materiale piuttosto che instabilità dell'equilibrio.

La λ_p può quindi utilizzarsi per classificare le aste compresse in due categorie:

- $\lambda < \lambda_p$, *aste tozze*: crisi per collasso del materiale;
- $\lambda > \lambda_p$, *aste snelle*: crisi per instabilità.

In verità, questo modo di procedere dà luogo ad una discontinuità nel piano $\lambda_p - \sigma_{cr}$ nel punto in cui si incontrano la retta orizzontale per $\sigma = \sigma_s$ e l'iperbole; questa discontinuità non è in accordo con la continuità fisica del fenomeno reale che vede un passaggio progressivo dal

campo in cui prevalgono gli effetti geometrici del secondo ordine al campo in cui prevale il collasso per superamento del limite di resistenza del materiale.

I profili impiegati nella corrente pratica costruttiva di edifici per uso civile o industriale, conosciuti come *aste industriali*, sono caratterizzati da:

- materiale con legame costitutivo non lineare e non illimitatamente resistente (legame costitutivo monodimensionale con tratto post-elastico caratterizzato da notevole deformabilità);
- presenza di imperfezioni meccaniche e geometriche, per lavorazione o assemblaggio dell'opera.

La curva critica reale ha pertanto un andamento continuo che parte dallo snervamento del materiale σ_s per $\lambda=0$ e si raccorda inferiormente all'iperbole di Eulero per elevate snellezze (Fig. 5.6). Tale curva critica viene stabilita dalle normative sulla base di risultati teorici e sperimentali.

Quindi, abbandonando la netta separazione tra i due fenomeni (collasso per crisi di resistenza e collasso per instabilità), l'attuale approccio metodologico consiste nel sostituire *all'asta ideale*, costituita da materiale omogeneo, esente da stati tensionali interni, con assi perfettamente rettilinei e carichi concentrati, la cosiddetta *asta industriale* che considera tutte le imperfezioni geometriche (curvatura iniziale, imperfezioni di forma delle sezioni) e meccaniche (tensioni residue, non omogenea distribuzione delle proprietà meccaniche lungo la sezione trasversale) in essa indotte dai processi di produzione.

Il DM 14/01/2008 definisce la resistenza all'instabilità delle aste compresse, basandosi sulle seguenti espressioni:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \text{ per le sezioni di classe 1,2 e 3,} \quad (5.13)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \text{ per le sezioni di classe 4,} \quad (5.14)$$

in cui f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica del materiale, γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature, A ed A_{eff} sono rispettivamente l'area e l'area efficace resistente, mentre il coefficiente χ interpreta la modalità di crisi della membratura ($\chi=1$ crisi di resistenza; $\chi<1$ crisi per instabilità); pensando di invertire le relazioni (5.13) e (5.14), il coefficiente χ può essere visto come il rapporto tra la resistenza per instabilità ed il valore di calcolo della resistenza per collasso del materiale dell'asta.

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione (a I, H, scatolari e circolari), dal tipo di acciaio impiegato e dal valore della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$. Tale coefficiente, ricavato dalla sperimentazione e da approcci teorici, si ottiene dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0, \quad (5.15)$$

Tab. 5.I: Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
				y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
				y-y z-z	d c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
			y-y z-z	c d	
Sezioni curve		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scottolari saldate		In generale	qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c
Sezioni ad L			qualunque	b	b
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

dove $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$, con α fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 5.I, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1,2 e 3,} \quad (5.16)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4,} \quad (5.17)$$

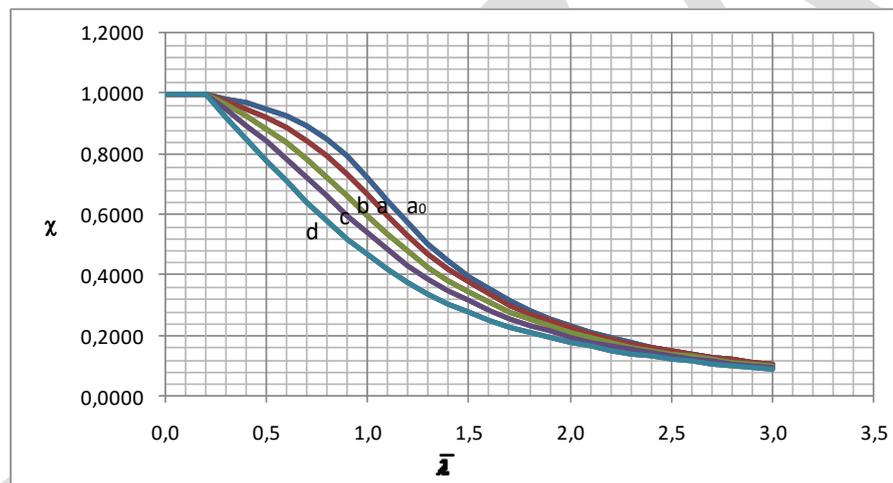


Fig. 5.7: Curve critiche del D.M. 14/01/2008

Il grafico $(\chi, \bar{\lambda})$ in Fig. 5.7, basato sulla relazione (5.15), rappresenta le curve critiche di instabilità proposte dalle NTC2008; i valori numerici di (χ) sono riportati in Tab. 5.II.

Gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati nel caso in cui $\bar{\lambda}$ sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0,04N_{cr}$, essendo:

$$N_{cr} = \min \left\{ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_{0,y}^2}; \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{0,z}^2} \right\}, \quad (5.18)$$

Tab. 5. II: Coefficienti χ per le verifiche in accordo alle NTC 2008.

$\bar{\lambda}$	Coefficiente χ				
	a_0	a	b	c	d
0,0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9859	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9701	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9513	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,9276	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8961	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,8533	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7961	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,7253	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,6482	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5732	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,5053	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4461	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3953	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3520	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,3150	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2833	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2559	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2323	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2117	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1937	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1779	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1639	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1515	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1404	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1305	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1216	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1136	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1063	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

con I_y e I_z momenti d'inerzia della sezione dell'asta rispetto agli assi y e z . Infine la snellezza, $\lambda = \max\left\{\frac{l_{0,y}}{i_y}; \frac{l_{0,z}}{i_z}\right\}$, non può eccedere i valori di 200 per le membrature principali e 250 per membrature secondarie.

5.4 Verifica di stabilità di elementi composti

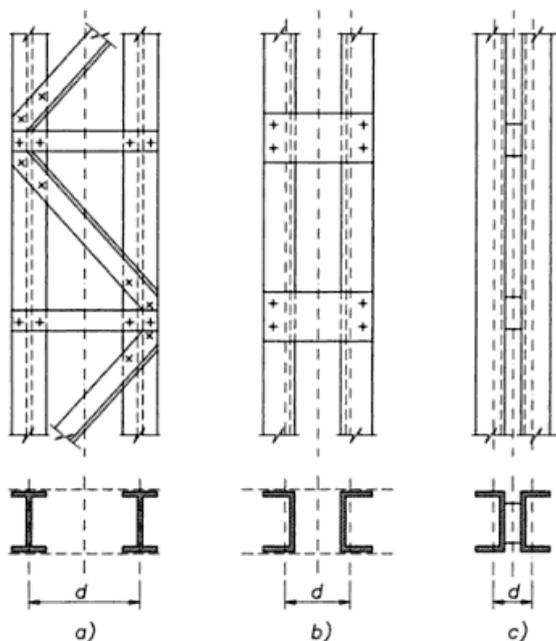


Fig. 5.8: Aste composte: tralicciate (a) calastrellate (b) e imbottite (c).

Nell'ambito delle costruzioni metalliche, l'accoppiamento di due o più profili (che prendono il nome di *correnti*) rappresenta una soluzione molto frequente finalizzata allo scopo di ottenere incrementi di resistenza e riduzione di deformabilità della membratura composta. I più comuni accoppiamenti vengono presentati in Fig. 5.8. Le **aste tralicciate e calastrellate** (Figg. 5.8 a e b) vengono anche chiamate *aste con correnti distanziate*, in genere impiegate per realizzare elementi colonna; mentre le aste imbottite (abbottonate, Fig. 5.8 c) o anche **calastrellate con profili ravvicinati** sono denominate *aste con correnti ravvicinate*, frequenti nelle travature reticolari.

5.4.1 Aste composte con correnti distanziate

Nonostante la natura discreta delle connessioni, i modelli descritti nei seguenti passaggi faranno riferimento a profili idealmente accoppiati con continuità lungo l'asse di sviluppo dell'asta composta. Tale assunzione vale a patto che vengano rispettati alcune condizioni:

- a) i campi individuati dai calastrelli o dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre;

- b) la disposizione dei tralicci o dei calastrelli non provochino effetti torsionali all'elemento; tale fenomeno si evita facendo in modo che le facce opposte dei tralicci o calastrelli si corrispondano e siano sovrapponibili per traslazione, in caso contrario bisogna considerare anche gli effetti torsionali sui correnti.

La verifica di stabilità in questi ambiti per un carico di progetto a compressione N_{Ed} , va condotta considerando un'eccentricità accidentale per difetti di montaggio e considerando gli effetti di una deformabilità tagliante non trascurabile dell'asta composta: fattori che riducono il carico critico all'instabilità della membratura composta.

La normativa introduce un difetto di rettilineità da imperfezioni di montaggio, che riduce ulteriormente il carico critico, introducendo una eccentricità e_0 (Fig. 5.9) in mezzzeria:

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (5.19)$$

in cui L è la dimensione dell'asta; la membratura è, quindi, soggetta ad uno stato sollecitante di presso-flessione.

La deformabilità tagliante, per profilati singoli (elementi con deformabilità a taglio trascurabile), non incide sulla stabilità dell'elemento; diversamente avviene per le aste composte (soluzioni deformabili a taglio), in cui viene meno l'ipotesi di Eulero-Bernoulli sulla trascurabilità della rigidità a taglio della trave composta nel suo insieme, non più trascurabile tanto da poter essere assunta come nulla.

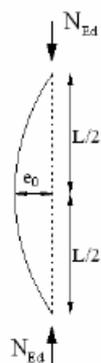


Fig. 5.9: *Eccentricità per imperfezioni di montaggio.*

Di conseguenza il carico critico di instabilità per aste composte $N_{cr,v}$, diventa funzione del parametro S_v (rigidezza a taglio, ricavabile dal comportamento del campo tipo dell'asta composta e definita in § 5.4.1.1 e 2). In tal caso il carico critico è fornito dalla relazione seguente (vedi § 5.4.3):

$$N_{cr,v} = \frac{1}{\frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v}} \quad (5.20)$$

essendo N_{cr} il carico critico euleriano elastico, definito come:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2}, \quad (5.21)$$

in cui E è il modulo di elasticità del materiale, I_{eff} rappresenta il momento di inerzia efficace (definito in base al tipo di asta composta § 5.4.1.1 e 2) della membratura compressa ed L la sua lunghezza libera di inflessione.

L'incremento di eccentricità in mezzeria, tenuto conto degli effetti del secondo ordine, per uno schema appoggio-appoggio, vale:

$$e = e_0 \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,v}}} \quad (5.22)$$

sostituendo l'equazione (5.20) nella (5.22), si ottiene:

$$e = e_0 \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} \quad (5.23)$$

In definitiva, l'asta composta è sollecitata da uno sforzo normale di progetto N_{Ed} e da un'azione flettente M_{Ed} che viene data dal prodotto tra la stessa azione assiale e la eccentricità citata:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} \quad (5.24)$$

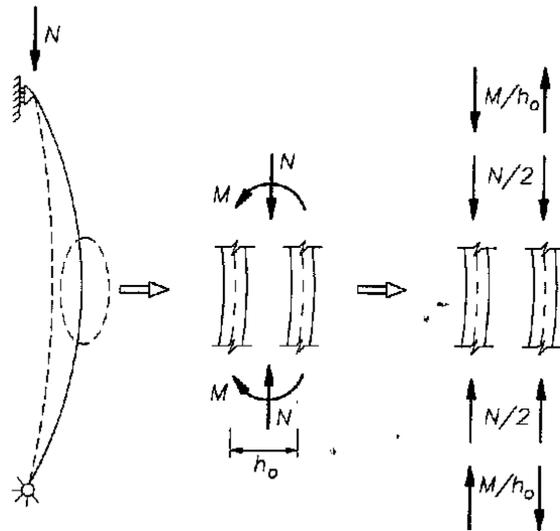


Fig. 5.10: Asta composta con elementi distanziati.

Il corrente più sollecitato, (Fig. 5.10) dell'asta composta risulta caricato da una aliquota di carico derivante dall'azione assiale applicata, N_{Ed} , più una quota derivante dal momento flettente, M_{Ed} :

$$N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{h_0} \tag{5.25}$$

in cui h_0 rappresenta la distanza tra i baricentri dei correnti.

A partire da questo sforzo normale si esegue una verifica di stabilità del singolo corrente, così come descritto in § 5.3 per le aste semoplici. La lunghezza libera di inflessione da considerare è pari alla distanza tra due tralicci (o calastrelli) consecutivi, se come piano di inflessione si considera il piano di tralicciatura (o calastrellatura), mentre è da considerare l'intera lunghezza della membratura composta se consideriamo un'inflessione con un piano ortogonale ai piani di collegamento tra i correnti.

Le aste di collegamento dei correnti (calastrelli, diagonali, trasversi) ed i rispettivi dispositivi di unione vanno verificati nei confronti di una azione di taglio V_{Ed} , uguale a:

$$V_{Ed} = \frac{\pi \cdot M_{Ed}}{L} \tag{5.26}$$

5.4.1.1 Aste tralicciate

La rigidezza a taglio, S_v , viene fornita dalla normativa come in Fig. 5.11; il momento di inerzia efficace I_{eff} , considerando la sezione costituita da due aree concentrate A_{ch} , vale:

$$I_{eff} = 0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} \quad (5.27)$$

essendo A_{ch} l'area di un singolo corrente.

L'azione assiale, per la verifica di stabilità degli elementi diagonali di tralicciatura, viene assunta pari a:

$$N_{d,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot d}{n \cdot h_0} \quad (5.28)$$

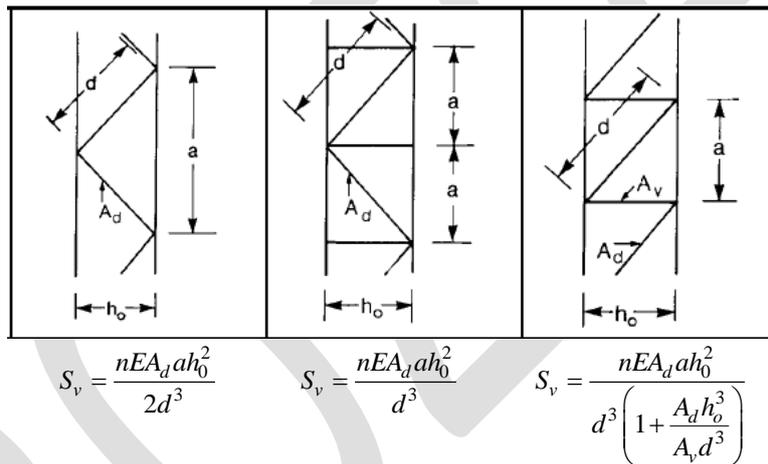


Fig. 5.11: Rigidezze a taglio delle aste tralicciate.

in cui n è il numero dei piani di tralicciatura, ovvero il numero di piani su cui vengono posti i tralici, A_d e A_v è l'area delle sezioni trasversali delle aste di parete.

5.4.1.2 Aste calastrellate

La rigidezza a taglio, S_v , da normativa, viene assunta pari a:

$$S_v = \frac{24 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot I_{ch} \cdot h_0}{n \cdot I_b \cdot a} \right]} \leq \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2} \quad (5.29)$$

dove I_{ch} e I_b sono i momenti di inerzia del singolo corrente e del calastrello nel piano dell'asta composta, dove n è, come nel caso delle aste tralicciate, il numero dei piani su cui vengono posti i calastrelli.

Il momento di inerzia efficace, I_{eff} , della membratura calastrellata, si ottiene dalla seguente relazione:

$$I_{eff} = 0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2 \cdot \mu \cdot I_{ch} \quad (5.30)$$

dove μ è un parametro di efficienza, secondo le indicazioni fornite in tabella 5.III, ed è funzione della snellezza λ , che vale:

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2 \cdot I_{ch}}{2 \cdot A_{ch}}}} \quad (5.31)$$

Tab. 5.III: Fattore di efficienza in accordo all'EC3.

Valore di snellezza	Fattore di efficienza
$\lambda \geq 150$	$\mu = 0$
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \lambda/75$
$\lambda \leq 75$	$\mu = 1.0$

I calastrelli, i dispositivi di unione della calastrellatura, vanno verificati con riferimento alle azioni come in Fig. 5.12.

5.4.2 Aste composte con elementi ravvicinati

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, come in Fig. 5.13, posti ad un intervallo pari allo spessore 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 interessi dei collegamenti soddisfano le seguenti limitazioni:

- spaziatura massima misurata tra i centri di due collegamenti successivi, per i tipi di aste composte (1), (2), (3) o (4) di Fig. (5.13) collegati con imbottiture bullonate o saldate, deve essere $15 \cdot i_{min}$;
- spaziatura massima di collegamento, per i tipi di aste composte (5) e (6) di Fig. (5.13) collegati con coppie di calastrelli, deve valere $70 \cdot i_{min}$ in cui i_{min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

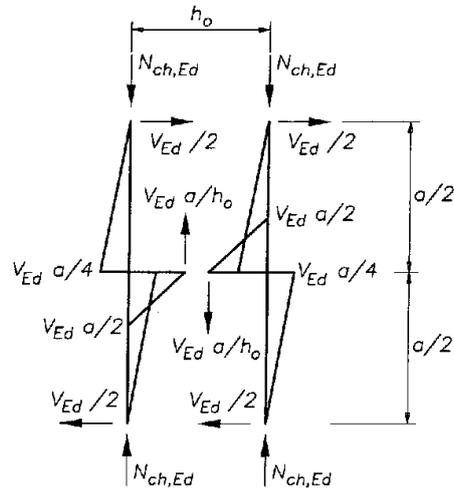


Fig. 5.12: Caratteristiche della sollecitazione negli attacchi correnti-calastrelli.

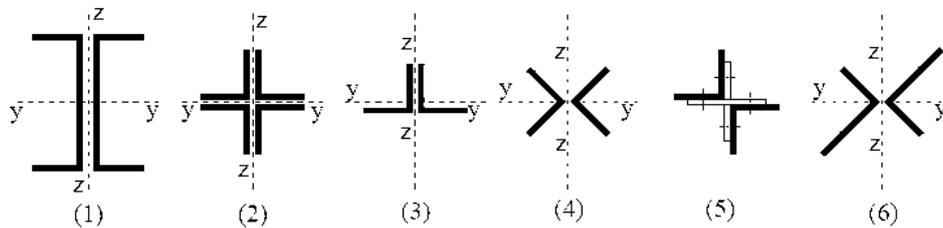


Fig. 5.13: Aste composte costituite da profili ravvicinati.

Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Fig. (5.13), l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y può essere verificata considerando un raggio d'inerzia:

$$i_y = \frac{i_0}{1.15} \quad (5.32)$$

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

Nei casi in cui le aste non soddisfino le condizioni descritte, il D.M. 14/01/2008 dà la possibilità di determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta ricorrendo a normative di comprovata validità.

5.4.3 Approfondimenti teorici.

5.4.3.1 L'influenza della deformabilità tagliante nella definizione del carico critico euleriano

Considerando un'asta di lunghezza L , di materiale elastico lineare, soggetta ad uno sforzo normale centrato N e vincolata agli estremi con semplici appoggi, lo stato di sollecitazione, nell'ipotesi di asta indeformata, vale semplicemente $\sigma = N/A$.

Supponendo che l'asta subisca uno sbandamento laterale nel piano y - z , in cui z è l'asse di sviluppo della trave, in modo che la sua linea d'asse (deformata) sia descritta dalla curva di equazione $v(z)$, la forza N genera un momento $M(z)=N \cdot v(z)$ ed un taglio $T(z)=Nv'(z)$, nell'ipotesi di trave di Timoshenko, deformabile a taglio. Si ricavano allora le relazioni seguenti:

$$\begin{aligned} v(z) &= v_F(z) + v_T(z) \\ v' &= v'_F + \frac{\chi T}{GA} = v'_F + \frac{\chi N v'}{GA} \\ v'' &= v''_F + \frac{\chi \cdot N}{GA} \cdot v' = -\frac{N \cdot v}{EI} + \frac{N v''}{S_v} \end{aligned} \quad (5.33)$$

in cui $S_v=GA/\chi$ è la rigidezza tagliante dell'asta ed EI la rigidezza flessionale. L'equazione differenziale si scrive allora:

$$\left(1 - \frac{N}{S_v}\right) \cdot v'' + \frac{N}{EI} \cdot v = 0 \quad (5.34)$$

ovvero:

$$v'' + \frac{N}{EI \left(1 - \frac{N}{S_v}\right)} \cdot v = v'' + \alpha^2 \cdot v = 0 \quad (5.35)$$

La soluzione della (5.35) si scrive:

$$v(z) = A_1 \sin(\alpha z) + A_2 \cos(\alpha z). \quad (5.36)$$

Le condizioni al contorno per una trave di lunghezza L , incernierata agli estremi, si scrivono:

$$\begin{aligned} v(0) &= A_1 \sin(0) + A_2 \cos(0) = 0 \\ v(L) &= A_1 \sin(\alpha L) + A_2 \cos(\alpha L) = 0 \end{aligned} \quad (5.37)$$

da cui si ricava:

$$\begin{aligned} A_2 &= 0 \\ A_1 \cdot \text{sen}(\alpha L) &= 0 \end{aligned} \quad (5.38)$$

Per la seconda delle (5.38) deve risultare $A_1 = 0$ (soluzione banale con asta non sbandata non di interesse ai fini della valutazione del carico critico per instabilità) oppure :

$$\alpha^2 = \frac{N_{cr,v}}{EI \cdot \left(1 - \frac{N_{cr,v}}{S_v}\right)} = \frac{\pi^2}{L^2} \quad (5.39)$$

da cui si ricava la relazione (5.20), in cui il carico critico per instabilità, in presenza di una non trascurabile deformabilità tagliante viene dato dalla seguente equazione:

$$\frac{1}{N_{cr,v}} = \frac{1}{N_{cr}} + \frac{1}{S_v} \quad (5.40)$$

dove S_v è la rigidezza a taglio che nelle aste composte viene ricavata con riferimento al campo tipo determinato dall'interasse ei calastrelli o delle diagonali..

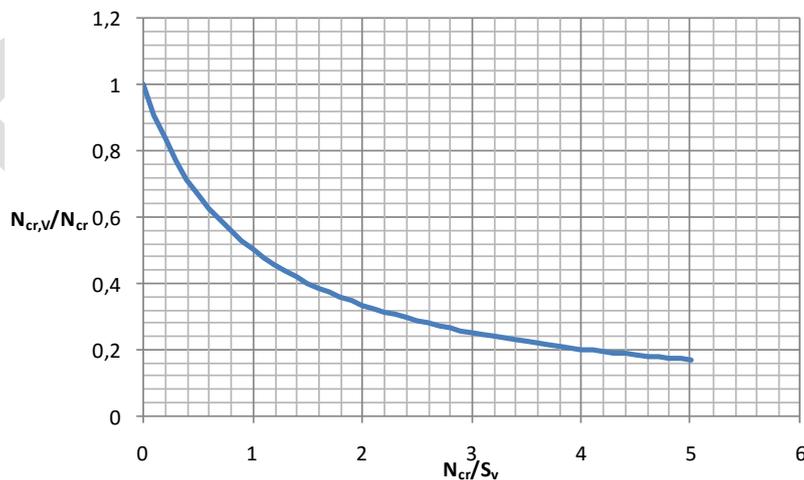


Fig. 5.14: Rapporto tra carico critico di instabilità per aste deformabili a taglio e carico critico euleriano con indeformabilità tagliante.

In Fig. 5.14, si riporta il rapporto tra carico di instabilità in presenza di deformabilità tagliante e carico critico euleriano per asta indeformabile a taglio ($N_{cr,V} / N_{cr}$). Il rapporto N_{cr} / S_v , è funzione del rapporto tra rigidezza flessionale e rigidezza tagliante dell'asta. Per aste semplici, tale rapporto vale:

$$\frac{N_{cr}}{S_v} = \frac{\pi^2 E \cdot I}{L^2 G \cdot A_v} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \cdot I}{L^2 \cdot A_v} \quad (5.41)$$

in cui A_v è l'area resistente a taglio, definita per vari profili in §6.4. Per tutti i tipi di profilati singoli (ad I e ad H caricati nel piano dell'anima o dell'ala, a C o ad U caricati nel piano dell'anima, T caricati nel piano dell'anima, ecc.), risulta $I / (A_v \cdot L^2) \ll 1$, e pertanto il carico critico all'instabilità può essere calcolato non considerando la deformabilità tagliante e vale che $N_{cr,V} / N_{cr} \approx 1$.

5.4.3.2 Rigidezza a taglio delle aste composte tralicciate

La deformabilità a taglio di un'asta tralicciata (Fig. 5.15a), può essere cercata come somma di più contributi deformativi, di seguito elencati:

- δ_1 , contributo allo spostamento di taglio dato dall'allungamento dell'elemento diagonale;
- δ_2 , accorciamento del trasverso.

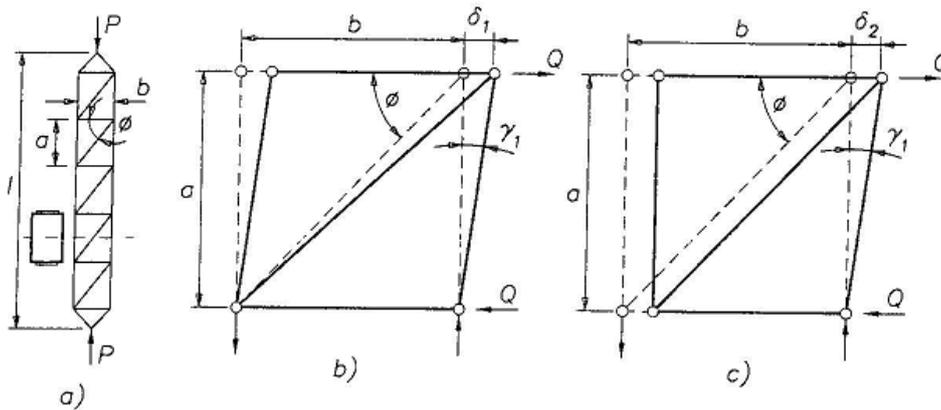


Fig. 5.15: Contributi deformativi taglianti nel generico campo dell'asta tralicciata.

L'elemento diagonale di lunghezza $L_d = a/\sin\phi$, è soggetto ad un'azione di trazione pari a $Q/\cos\phi$ (Fig. 5.15). L'allungamento Δ può essere valutato nel seguente modo:

$$\Delta = \frac{Q/\cos\phi}{E \cdot A_d} \cdot L_d = \frac{Q}{E \cdot A_d} \cdot \frac{a}{\cos\phi \cdot \sin\phi} \quad (5.42)$$

da cui la quantità δ_1 vale:

$$\delta_1 = \frac{\Delta}{\cos\phi} = \frac{Q}{E \cdot A_d} \cdot \frac{a}{\cos^2\phi \cdot \sin\phi} \quad (5.43)$$

L'accorciamento del trasverso, caricato assialmente da Q , può essere valutata come:

$$\delta_2 = \frac{Q \cdot b}{E \cdot A_b} \quad (5.44)$$

Infine, lo scorrimento angolare γ può essere stimato sommando i contributi δ_1 e δ_2 , dividendoli rispetto ad a :

$$\gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{a} = Q \cdot \left(\frac{1}{E \cdot A_d \cdot \cos^2\phi \cdot \sin\phi} + \frac{b}{a \cdot E \cdot A_b} \right) \quad (5.45)$$

Per definizione, la rigidezza tagliente è l'inverso della deformabilità tagliente, e si può dunque affermare che:

$$\frac{1}{S_v} = \left(\frac{1}{E \cdot A_d \cdot \cos^2\phi \cdot \sin\phi} + \frac{b}{a \cdot E \cdot A_b} \right) \quad (5.46)$$

che può essere utilizzata nell'espressione (5.40) per ricavare il carico critico all'instabilità, $N_{cr,V}$.

Ponendo $N_{cr,V} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(\beta_{eq} \cdot L)^2}$, ricerchiamo il fattore di lunghezza efficace di un'asta

composta:

$$\beta_{eq} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{N_{cr,V} \cdot L^2}} \quad (5.47)$$

5.4.3.3 Rigidezza a taglio delle aste composte calastrellate

La rigidezza tagliante, anche per le aste calastrellate, può essere ricercata come l'inversa della deformabilità tagliante. La deformazione a taglio, si ricerca sommandone i contributi deformativi taglianti (Fig. 5.16):

- flessione dei correnti ($\delta_{F,cor}$);
- flessione del calastrello ($\delta_{F,cal}$);
- deformazione a taglio del calastrello ($\delta_{T,cal}$)

pertanto,

$$\delta_{TOT} = \delta_{F,cor} + \delta_{F,cal} + \delta_{T,cal} \quad (5.48)$$

Il contributo deformativo, $\delta_{F,cor}$, viene valutato come il doppio di uno spostamento di estremità di una mensola, di luce pari ad $a/2$ e caricata con una forza uguale a $T/2$ (Fig.5.16 b).

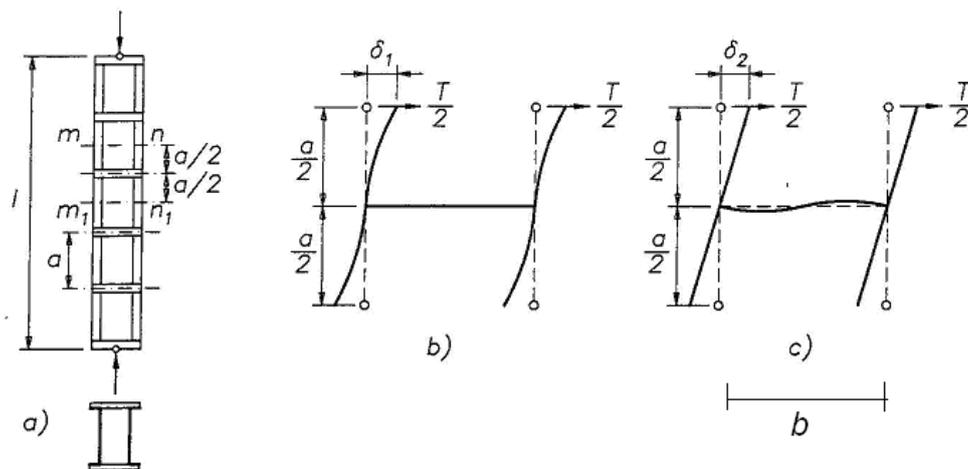


Fig. 5.16: Contributi deformativi taglianti nel generico campo dell'asta calastrellata.

$$\delta_{F,cor} = 2 \cdot \left[\frac{T}{2} \cdot \left(\frac{a}{2} \right)^3 \cdot \frac{1}{3 \cdot E \cdot I_{cor}} \right] = \frac{T \cdot a^3}{24 \cdot E \cdot I_{cor}} \quad (5.49)$$

Il contributo deformativo per flessione del calastrello, $\delta_{F,cal}$, viene valutato ricercando la rotazione di estremità al nodo corrente – calastrello, θ , dove è applicato un momento pari a $2 \cdot \frac{T}{2} \cdot \frac{a}{2}$ equiverso ai due estremi (Fig. 5.16 c):

$$\delta_{F,cal} = 2 \cdot \theta \cdot \frac{a}{2} = 2 \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{T}{2} \cdot \frac{a}{2} \right) \cdot \frac{1}{3 \cdot E \cdot I_{cal}} \cdot \frac{b}{2} \right] \cdot \frac{a}{2} = \frac{T \cdot a^2 \cdot b}{12 \cdot E \cdot I_{cal}} \quad (5.50)$$

Il contributo per deformazione a taglio del calastrello, $\delta_{T,cal}$, si ricerca considerando un'azione tagliante costante pari a $\frac{T \cdot a}{b}$; lo scorrimento angolare vale:

$$\gamma_{T,cal} = \frac{\chi_T}{A_{cal} \cdot G} \cdot \frac{T \cdot a}{b} \quad (5.51)$$

essendo χ_T fattore di taglio della sezione; infine $\delta_{T,cal}$ si calcola con la seguente relazione:

$$\delta_{T,cal} = 2 \cdot \gamma_{T,cal} \cdot \frac{a}{2} = \frac{\chi_T}{A_{cal} \cdot G} \cdot \frac{T \cdot a^2}{b} \quad (5.52)$$

E' possibile calcolare la deformabilità tagliante, data come rapporto tra la somma dei contributi deformativi sopra elencati e taglio agente:

$$\frac{\gamma_{TOT}}{T} = \frac{(\delta_{F,cor} + \delta_{F,cal} + \delta_{T,cal})}{T} / a \quad (5.53)$$

per ultimo la rigidezza si ricerca come l'inverso della deformabilità:

$$S_v = \frac{1}{\left(\frac{a^2}{24 \cdot E \cdot I_{cor}} + \frac{a \cdot b}{12 \cdot E \cdot I_{cal}} + \frac{\chi_T \cdot a}{A_{cal} \cdot G \cdot b} \right)} \quad (5.54)$$

Lo sforzo critico di instabilità, $N_{cr,v}$, e il fattore di lunghezza efficace equivalente, β_{eq} , possono essere trovati utilizzando, rispettivamente, le espressioni (5.40) e (5.47).

5.5 Applicazioni

5.5.1 Applicazione 1

Determinare la capacità portante a compressione pura di una colonna incastrata alla base di lunghezza pari a 3,5 m, avente un profilo HEB 180 in acciaio S 235.

Caratteristiche del profilo HEB 180:

$h = 180$ mm;

$b = 180$ mm;

$a = 8,5$ mm;

$e = 14,00$ mm;

$r = 15,00$ mm;

raggi di inerzia:

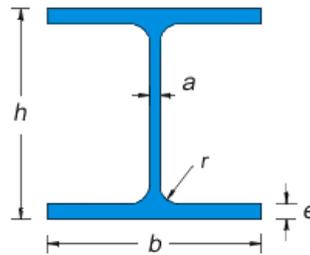
$i_y = 76,60$ mm;

$i_z = 45,70$ mm;

$A = 6525$ mm²;

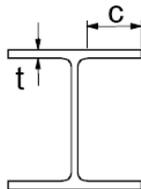
$I_y = 3831 \cdot 10^4$ mm⁴;

$I_z = 1363 \cdot 10^4$ mm⁴.

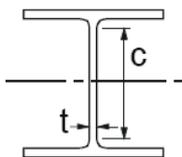


Per la classificazione del profilo si valutano le seguenti quantità:

Ala: $(c/t_f) = (c/e) = \frac{180 - 8,5 - 2 \cdot 15}{2 \cdot 14} = 5,05 \leq 9\varepsilon$ Classe I;



Anima: $(c/t_w) = (c/a) = \frac{[180 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 15]}{8,5} = 14,35 \leq 33\varepsilon$ Classe I;



essendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$; il profilo HEB 180, sollecitato assialmente in compressione risulta essere di classe I.

Verifica di stabilità:

Ipotizzando che l'asta sia una membratura principale bisogna controllare che la snellezza non ecceda il valore di 200.

$$\lambda = \max \left\{ \frac{l_{0,y}}{i_y}; \frac{l_{0,z}}{i_z} \right\} = \max \left\{ \frac{2 \cdot 3500}{76,60} = 91,38; \frac{2 \cdot 3500}{45,70} = 153,17 \right\} \leq 200$$

I carichi critici euleriani elastici, secondo l'asse forte e quello debole, valgono rispettivamente:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4}{(2 \cdot 3500)^2} = 1620,44 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1363 \cdot 10^4}{(2 \cdot 3500)^2} = 576,53 \text{ kN}$$

da cui le snellezze adimensionalizzate, per un profilo di classe I e rispetto ai due assi, valgono:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{6525 \cdot 235}{1620,44}} = 0,973 \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{6525 \cdot 235}{576,53}} = 1,631$$

Per la valutazione del coefficiente di riduzione χ in una sezione HEB 180, in cui $h/b = 1 \leq 1,2$ con $t_f \leq 100 \text{ mm}$, va adoperata la curva di stabilità b di figura 5.7, per il caso di inflessione attorno l'asse forte (asse y - y) e la curva c per un inflessione attorno l'asse debole (asse z - z):

inflessione attorno all'asse forte, y - y :

$$\bar{\lambda}_y = 0,973;$$

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,34$, riferito alla curva di stabilità b ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,973 - 0,2) + 0,973^2 \right] = 1,104;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,104 + \sqrt{1,104^2 - 0,973^2}} = 0,6144$$

inflexione attorno all'asse debole, z-z:

$$\bar{\lambda}_z = 1,631;$$

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,49$, riferito alla curva di stabilità c;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (1,631 - 0,2) + 1,631^2 \right] = 2,180;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,180 + \sqrt{2,180^2 - 1,631^2}} = 0,2757.$$

La capacità portante dell'elemento si ottiene utilizzando la relazione (5.13), con il minimo dei coefficienti di riduzione χ :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,2757 \cdot 6225 \cdot 235}{1,05} = 402,62 \text{ kN}$$

Si noti che per via dei fenomeni di instabilità si "perde" oltre il 70% della portanza della colonna valutata in assenza di fenomeni instabilizzanti.

5.5.2 Applicazione 2

Un'asta tralicciata, soggetta ad un'azione assiale, $N_{Ed} = 3300 \text{ kN}$, è alta 9 m ed incernierata alle sue estremità. Con riferimento allo schema riportato in Fig. 5.17, il valore di a adottato è di 1000 mm , h_0 è di 600 mm e di conseguenza d è di 781 mm . I correnti sono realizzati con profili del tipo IPE 500 in acciaio S 235 e tralicci con piatti rettangolari $70 \times 10 \text{ mm}$ della stessa classe di acciaio. I campi individuati dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre; la disposizione dei tralicci non provocano effetti torsionali all'elemento, poiché le facce opposte dei tralicci si corrispondono e sono sovrapponibili per traslazione.

Caratteristiche del profilo IPE 500:

$h = 500 \text{ mm}$;

$b = 200 \text{ mm}$;

$a = 10,2 \text{ mm}$;

$e = 16,00 \text{ mm}$;

$r = 21,00 \text{ mm}$;

raggi di inerzia:

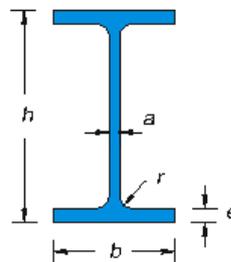
$i_y = 200,43 \text{ mm}$;

$i_z = 43,10 \text{ mm}$.

$A = 11550 \text{ mm}^2$;

$I_y = 48200 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

$I_z = 2141 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.



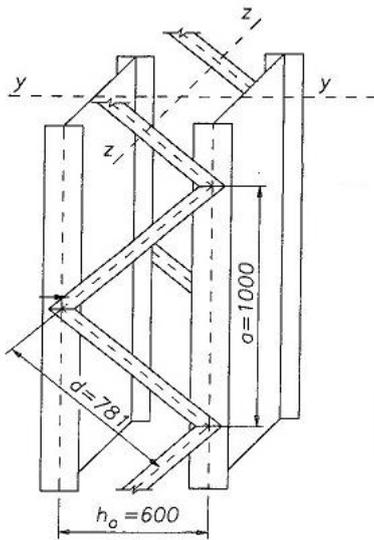
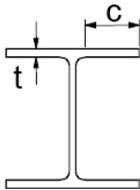


Fig. 5.17: Schema di un'asta composta tralicciata.

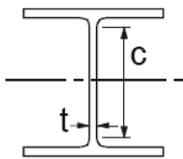
Valutiamo le seguenti quantità, per la classificazione del profilo:

Ala:

$$(c/t_f) = (c/e) = \frac{200 - 10,2 - 2 \cdot 21}{2 \cdot 16} = 4,62 \leq 9\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$



Anima: $(c/t_w) = (c/a) = \frac{[500 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 21]}{10,2} = 41,76 \leq 42\varepsilon \quad \text{Classe III;}$



essendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$; il profilo IPE 500, facente parte dell'asta composta, se sollecitato in compressione pura appartiene alla classe III.

Il momento di inerzia efficace I_{eff} , definito nell' Eq. (5.27), in cui A_{ch} è l'area di un singolo corrente, vale:

$$I_{eff} = 0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} = 0.5 \cdot 600^2 \cdot 11550 = 2079 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Il carico critico euleriano elastico, N_{cr} , viene definito dalla (5.21):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2079 \cdot 10^6}{9000^2} = 53197,17 \text{ kN}$$

La rigidezza a taglio S_v , del campo tipo di asta composta, vale:

$$S_v = \frac{nEA_d a h_0^2}{2d^3} = \frac{2 \cdot 210000 \cdot 700 \cdot 1000 \cdot 600^2}{2 \cdot 781^3} = 111077,2 \text{ kN}$$

Sollecitazioni da considerare:

Considerando un difetto di rettilineità da imperfezioni di montaggio, si introduce un'eccentricità, e_0 , in mezzeria:

$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{9000}{500} = 18 \text{ mm}$$

L'asta composta viene sollecitata dallo sforzo normale di progetto N_{Ed} e da un'azione flettente, M_{Ed} , fornita dall'espressione (5.24):

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{3300 \cdot 18}{1 - \frac{3300}{53197,17} - \frac{3300}{111077,2}} = 65399,95 \text{ kN mm}$$

Il corrente più sollecitato (Fig. 5.10), risulta caricato da una aliquota di carico derivante dall'azione assiale applicata N_{Ed} , più una derivante dal momento flettente M_{Ed} :

$$N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{h_0} = \frac{3300}{2} + \frac{65399,95}{600} = 1759 \text{ kN}$$

Le aste di collegamento dei correnti devono essere verificate nei confronti di un'azione di taglio V_{Ed} , data dalla (5.26):

$$V_{Ed} = \frac{\pi \cdot M_{Ed}}{L} = \frac{\pi \cdot 65399,95}{9000} = 22,83 \text{ kN}.$$

Lo sforzo normale, da usare per la verifica di stabilità degli elementi diagonali di tralicciatura, si assume:

$$N_{d,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot d}{n \cdot h_0} = \frac{22,83 \cdot 781}{2 \cdot 600} = 14,86 \text{ kN}$$

Verifiche di stabilità dei correnti:

Considerando l'inflessione attorno l'asse y-y (Fig. 5.17), il carico critico elastico si valuta:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 48200 \cdot 10^4}{9000^2} = 12333,4 \text{ kN}$$

da cui la snellezza adimensionalizzata, rispetto all'asse y, vale:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{11550 \cdot 235}{12333,4 \cdot 1000}} = 0,4691$$

Per valutare il coefficiente di riduzione χ , per un IPE 500 in cui $h/b = 2,5 > 1,2$ con $t_f \leq 40 \text{ mm}$, va adoperata la curva di stabilità a di figura 5.7, considerando l'inflessione attorno l'asse forte:

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,21$, riferito alla curva di stabilità a ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (0,4691 - 0,2) + 0,4691^2 \right] = 0,6382,$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,6382 + \sqrt{0,6382^2 - 0,4691^2}} = 0,9336.$$

Per l'inflessione attorno l'asse z-z (Fig. 5.17), il carico critico elastico si valuta allo stesso modo, con la peculiarità di utilizzare come lunghezza libera l'inflessione il campo di corrente generato tra due punti successivi di attacco dei tralacci, pensando in tali zone a un collegamento di tipo a cerniera:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2141 \cdot 10^4}{1000^2} = 44374,73 \text{ kN}$$

ne segue una snellezza adimensionalizzata, rispetto all'asse z-z che è la seguente:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{11550 \cdot 235}{44374,73 \cdot 1000}} = 0,2473$$

Il coefficiente di riduzione χ , per un IPE 500 in cui $h/b = 2,5 > 1,2$ con $t_f \leq 40 \text{ mm}$ e per un'inflessione attorno l'asse z - z , viene fornito dalla curva di stabilità b di figura 5.7:

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,34$, riferito alla curva di stabilità b ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,2473 - 0,2) + 0,2473^2 \right] = 0,5386$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,5386 + \sqrt{0,5386^2 - 0,2473^2}} = 0,9832$$

La capacità portante del corrente si ottiene dalla relazione (5.13), utilizzando il minimo dei coefficienti di riduzione χ :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9336 \cdot 11550 \cdot 235}{1,05} = 2413,36 \text{ kN}$$

quindi, confrontando:

$$N_{ch,Ed} (1759 \text{ kN}) < N_{b,Rd} (2413,36 \text{ kN})$$

La verifica di stabilità dei correnti risulta soddisfatta.

Verifiche di stabilità delle diagonali:

Si considera questa volta solo l'inflessione attorno l'asse debole z - z , condizione più penalizzante in sezioni rettangolari $70 \times 10 \text{ mm}$; in tal caso il carico critico elastico si valuta:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E \cdot I_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot \left(\frac{70 \cdot 10^3}{12} \right)}{781^2} = 19,82 \text{ kN}$$

la snellezza adimensionalizzata, rispetto all'asse z - z , si valuta:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{700 \cdot 235}{19,82 \cdot 1000}} = 2,88$$

Il fattore di riduzione, per sezioni rettangolari, è fornito dalla curva di stabilità c di figura 5.7, in cui:

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,49$, riferito alla curva di stabilità c ;

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49 \cdot (2,88 - 0,2) + 2,88^2] = 5,3038 ;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{5,3038 + \sqrt{5,3038^2 - 2,88^2}} = 0,1025 .$$

La capacità portante della diagonale, dalla relazione (5.13), equivale a:

$$N_{d,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,1025 \cdot 700 \cdot 235}{1,05} = 16,06 \text{ kN}$$

quindi, confrontando:

$$N_{d,Ed} (14,86 \text{ kN}) < N_{d,Rd} (16,06 \text{ kN})$$

la verifica di stabilità delle diagonali risulta soddisfatta.

5.5.3 Applicazione 3

Un'asta calastrellata, di lunghezza pari a 6 m e incernierata alle sue estremità, è soggetta ad un'azione assiale $N_{Ed} = 550 \text{ kN}$. Lo schema dell'asta accoppiata è riportato in Fig. 5.18, il valore di b_c adottato è di 250 mm, a è di 1000 mm, con spessore dei calastrelli pari a 8 mm. La distanza tra gli assi dei montanti è $h_0 = 250 \text{ mm}$. I correnti sono realizzati con angolari a lati uguali L 100 × 100 × 12 mm in acciaio S 235. I campi individuati dai calastrelli sono uguali e non meno di tre; la disposizione degli stessi non provoca effetti torsionali alla colonna, in quanto le facce opposte dei calastrelli si corrispondono e sono sovrapponibili per traslazione.

Caratteristiche del profilo L 100 × 100 × 12 :

$l = 100 \text{ mm}$;

$a = 12 \text{ mm}$;

$r = 12,00 \text{ mm}$;

raggi di inerzia:

$i_y = 30,20 \text{ mm}$;

$i_z = 30,20 \text{ mm}$.

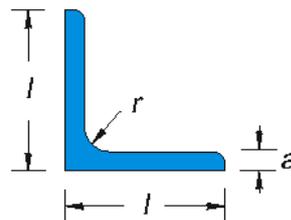
$A = 2270 \text{ mm}^2$;

$I_y = 207 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

$I_z = 207 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

$I_{\max} = 328 \text{ mm}^4$

$I_{\min} = 85,7 \text{ mm}^4$



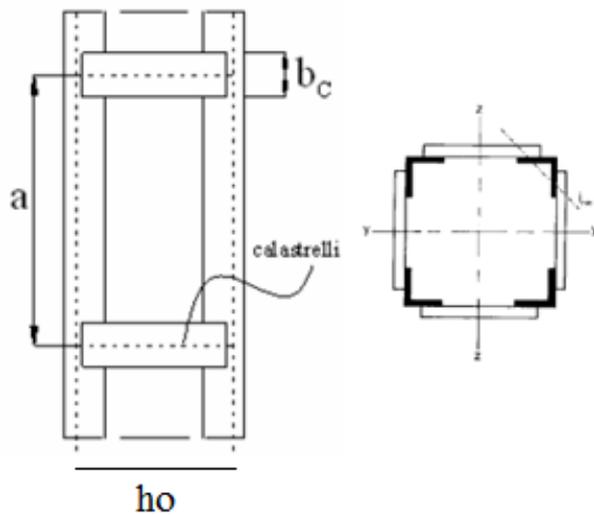


Fig. 5.18: Schema di un'asta composta calastrellata.

Classifichiamo il profilo dei correnti :

la classificazione per gli angolari si effettua, nel seguente modo:

$$(h/t) = (100/12) = 8,33 \leq 15\varepsilon ;$$

$$(h + b) / 2t = (200 / 24) = 8,33 \leq 11,5\varepsilon ;$$

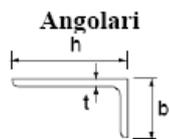


Fig.5.19: Angolare generico.

con $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 1$; i profilati ad L, che compongono la membratura composta, se sollecitati in compressione pura appartengono alla classe III.

La snellezza della asta calastrellata, definita dall' Eq. 5.31, vale:

$$\lambda = \frac{L}{\sqrt{\frac{0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2 \cdot I_{ch}}{2 \cdot A_{ch}}}} = \frac{6000}{\sqrt{\frac{0.5 \cdot 250^2 \cdot (2 \cdot 2270) + 2 \cdot (2 \cdot 2070000)}{2 \cdot (2 \cdot 2270)}}} = 46,65$$

A_{ch} e I_{ch} , in questo particolare esempio, sono riferiti alla sezione ideale data da due singoli angolari mentre $h_0 = 250$ mm. Per un valore di λ inferiore a 75, in Tab. 5.III si dice di usare $\mu = 1$, nel calcolo dell'inerzia efficace.

$$I_{eff} = 0.5 \cdot h_0^2 \cdot A_{ch} + 2 \cdot \mu \cdot I_{ch} = 0.5 \cdot 250^2 \cdot (2 \cdot 2270) + 2 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 2070000) =$$

$$= 15015 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Il carico critico euleriano, N_{cr} , viene calcolato come:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 15015 \cdot 10^4}{6000^2} = 8644,83 \text{ kN}$$

L'inerzia del calastrello è pari a:

$$I_b = \frac{8 \cdot 250^3}{12} = 1041,7 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

La resistenza a taglio, S_v , del campo tipo della membratura composta, si valuta con riferimento all'espressione (5.29):

$$S_v = \frac{24 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2 \cdot I_{ch} \cdot h_0}{n \cdot I_b \cdot a} \right]} = \frac{24 \cdot 210000 \cdot (2 \cdot 2070000)}{1000^2 \left[1 + \frac{2 \cdot (2 \cdot 2070000) \cdot 250}{2 \cdot 1041,7 \cdot 10^4 \cdot 1000} \right]} = 13940,1 \text{ kN}$$

controllando che non ecceda il valore limite dato dal carico critico dei due montanti messi insieme:

$$S_{v,lim} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_{ch}}{a^2} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot 210000 \cdot (2 \cdot 2070000)}{1000^2} = 17161,3 \text{ kN}$$

Sollecitazioni da considerare:

In questo esercizio, in cui sono presenti due direzioni di calastrellatura, si considerano due difetti di rettilineità in mezzzeria, derivanti da imperfezioni di montaggio, attraverso le eccentricità, e_{0y} ed e_{0z} :

$$e_{0y} = e_{0z} = \frac{L}{500} = \frac{6000}{500} = 12 \text{ mm}$$

L'asta composta è sollecitata dallo sforzo normale di progetto N_{Ed} che si somma a due momenti flettenti, $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$, di uguale valore per via della doppia simmetria lungo gli assi $y-y$ e $z-z$ dell'asta composta:

$$M_{Ed,y} = M_{Ed,z} = M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_y}} = \frac{550 \cdot 12}{1 - \frac{550}{8644,8} - \frac{550}{13940,1}} = 7298,23 \text{ kN mm}$$

Il corrente più sollecitato, risulta caricato dalla somma dell'azione assiale applicata, $N_{Ed}/4$, più le aliquote derivanti dai momenti, $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$:

$$N_{ch,Ed} = \frac{N_{Ed}}{4} + \frac{1}{2} \left(\frac{M_{Ed,y}}{h_o} + \frac{M_{Ed,z}}{h_o} \right) = \frac{550}{4} + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot \frac{7298,23}{250} = 166,7 \text{ kN} .$$

I calastrelli di collegamento dei correnti devono essere verificati nei confronti di una azione di taglio V_{Ed} (5.26), uguale a:

$$V_{Ed} = \frac{\pi \cdot M_{Ed}}{L} = \frac{\pi \cdot 7298,23}{6000} = 3,82 \text{ kN}$$

Sui correnti, agiscono due tagli (Fig. 5.12):

$$V_{ch,Ed,y} = V_{ch,Ed,z} = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{3,82}{2} = 1,91 \text{ kN}$$

Le azioni flettenti (Fig. 5.12), sul tratto terminale del corrente, sono ancora due:

$$M_{Ed,z} = \frac{V_{ch,Ed,z} \cdot a}{4} = \frac{V_{ch,Ed,y} \cdot a}{4} = \frac{1,91 \cdot 1000}{4} = 477,67 \text{ kN mm} .$$

Verifica di stabilità:

I carichi critici euleriani per un angolare a lati uguali, secondo l'asse forte e quello debole, sono uguali e valgono:

$$N_{cr,y} = N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 207 \cdot 10^4}{1000^2} = 4290,3 \text{ kN}$$

da cui le snellezze adimensionalizzate, rispetto ai due assi, valgono:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2270 \cdot 235}{4290,32 \cdot 1000}} = 0,3526$$

Per la valutazione del coefficiente di riduzione χ per un generico angolare va adoperata la curva di stabilità c di Fig. 5.7:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \bar{\lambda} = 0,3526 ;$$

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,49$, riferito alla curva di stabilità c ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \cdot (0,3526 - 0,2) + 0,3526^2 \right] = 0,5995 ;$$

$$\chi_y = \chi_z = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,5995 + \sqrt{0,5995^2 - 0,3526^2}} = 0,9221$$

La capacità portante dell'elemento si ottiene utilizzando la relazione (5.13):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,9221 \cdot 2270 \cdot 235}{1,05} = 468,5 \text{ kN}$$

quindi, confrontando il carico sollecitante $N_{ch,Ed}$ con il carico resistente $N_{b,Rd}$ si ottiene:

$$\left[N_{ch,Ed} = 166,7 \text{ kN} \right] < \left[N_{b,Rd} = 468,5 \text{ kN} \right]$$

La verifica di stabilità dei correnti risulta quindi soddisfatta.

5.5.4 Applicazione 4

Un'asta composta abbottonata, facente parte di una capriata di copertura, è soggetta ad un'azione assiale di compressione di $N_{Ed} = 150 \text{ kN}$ ed è lunga 4 m. I correnti sono profili del tipo UPN 100 in acciaio S 235.

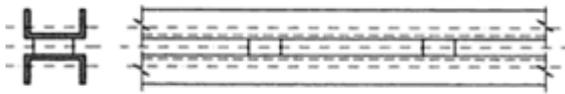
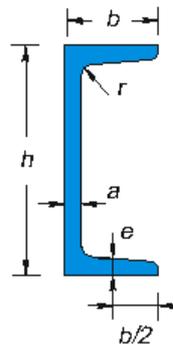


Fig. 5.20: Schema di un'asta composta abbottonata.

Caratteristiche di un profilo UPN 100:

- h = 100 mm;
- b = 50 mm;
- a = 6 mm;
- e = 8,5 mm;
- r = 8,5 mm;
- raggi di inerzia:
- $i_y = 39,1$ mm;
- $i_z = 14,7$ mm.
- A = 1350 mm²;
- $I_y = 205 \cdot 10^4$ mm⁴;
- $I_z = 29,1 \cdot 10^4$ mm⁴.



La distanza dei baricentri dei due profili dal piano mediano risulta:

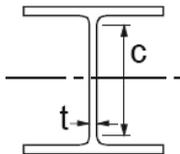
$$d_g = \frac{2 \cdot 15,5 + 10}{2} = 20,5$$

I due profili che compongono l'asta composta, sono posti ad una distanza pari allo spessore delle imbottiture (10 mm), distanza che deve risultare non superiore a 3 volte il loro spessore ($3 \cdot 6 = 18$ mm); la spaziatura massima misurata tra due centri di imbottiture successive è di 20 cm inferiore a $15 \cdot i_{\min} = 15 \cdot 1,47 = 22,05$ cm. Sotto tali condizioni, l'asta può essere considerata come compatta, trascurando la deformabilità tagliante.

Il profilo è assimilabile ad un profilo a I, la cui classificazione avviene nel seguente modo:

Ala: $(c/t_f) = (c/e) = (50 - 6 - 8,5) / 8,5 = 4,17 \leq 9\varepsilon$ Classe I;

Anima: $(c/t_w) = (c/a) = ([100 - 2 \cdot 8,5 - 2 \cdot 8,5] / 6) = 11 \leq 33\varepsilon$ Classe I;



con $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$; il profilo, sollecitato a compressione risulta essere di classe I.

Caratteristiche dell'asta composta (2 UPN 100):

$$A = 2 \cdot A_{UPN100} = 2 \cdot 1350 = 2700 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot I_{y,UPN100} = 2 \cdot 205 \cdot 10^4 = 410 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2 \cdot I_{z,UPN100} + 2 \cdot A_{UPN100} \cdot d_G^2 = 2 \cdot 29,1 \cdot 10^4 + 2 \cdot 1350 \cdot 20,5^2 = 171,67 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{410 \cdot 10^4}{2700}} = 39,1 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{171,67 \cdot 10^4}{2700}} = 25,22 \text{ mm}$$

Verifica di stabilità:

L'asta di una capriata, è una membratura secondaria, per la quale bisogna controllare che la snellezza non ecceda il valore di 250 (200 se fosse stata una membratura principale).

$$\lambda = \max \left\{ \frac{l_{0,y}}{i_y}, \frac{l_{0,z}}{i_z} \right\} = \max \left\{ \frac{4000}{39,10} = 102,65; \frac{4000}{25,22} = 158,63 \right\} \leq 250$$

I carichi critici euleriani elastici, secondo i due assi, valgono rispettivamente:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 410 \cdot 10^4}{(4000)^2} = 531,11 \text{ kN},$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E \cdot I_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 171,67 \cdot 10^4}{(4000)^2} = 222,38 \text{ kN},$$

da cui le snellezze adimensionalizzate, per un profilo di classe I e rispetto ai due assi di inflessione, valgono:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{2700 \cdot 235}{531,11}} = 1,093 \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{2700 \cdot 235}{222,38}} = 1,689$$

Per la valutazione del coefficiente di riduzione χ in una sezione ad I “assimilata”, in cui $h/b = 100/(50+50) = 1 \leq 1,2$ con $t_f \leq 100\text{ mm}$, va adoperata la curva di stabilità b di figura 5.7, considerando l’inflessione attorno l’asse forte (asse y - y) e la curva c per un’inflessione attorno l’asse debole (asse z - z).

Inflessione attorno all’asse forte, y - y :

$$\bar{\lambda}_y = 1,093 ;$$

fattore d’imperfezione, $\alpha = 0,34$, riferito alla curva di stabilità b ;

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,093 - 0,2) + 1,093^2] = 1,249 ;$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,249 + \sqrt{1,249^2 - 1,093^2}} = 0,5394 .$$

Inflessione attorno all’asse debole, z - z :

$$\bar{\lambda}_z = 1,689 ;$$

fattore d’imperfezione, $\alpha = 0,49$, riferito alla curva di stabilità c ;

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (1,689 - 0,2) + 1,689^2] = 2,291 ;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,291 + \sqrt{2,291^2 - 1,689^2}} = 0,2605 .$$

La capacità portante dell’elemento, utilizzando la relazione (5.13) e il minimo dei coefficienti di riduzione, χ , è pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,2605 \cdot 2700 \cdot 235}{1,05} = 157,41 \text{ kN}$$

Si noti che a causa dei fenomeni di instabilità si perde oltre il 70% della portanza della membratura rispetto all’ipotesi di assenza di fenomeni instabilizzanti

Confrontando:

$$[N_{Ed} = 150 \text{ kN}] < [N_{b,Rd} = 157,41 \text{ kN}]$$

la verifica di stabilità dell’asta accoppiata risulta soddisfatta.

Capitolo 6

MEMBRATURE INFLESSE

6.1 Introduzione

La sezione più idonea per una membratura inflessa è quella in cui, a parità di materiale impiegato, si hanno i più elevati momenti d'inerzia; ciò si ottiene con l'aumento dell'altezza ovvero con la concentrazione di aree attive alla flessione il più lontano possibile dall'asse neutro. La sezione più naturale che realizza queste premesse è quella ad I, in cui le ali sopportano prevalentemente le azioni flettenti mentre l'anima, che ha funzione di distanziare le ali, assorbe le azioni taglianti.

Oltre ai profilati ad I (o H) laminati delle serie IPE e HE, prodotti in varie altezze, generalmente fino a 600 mm ed oltre, è disponibile in commercio una vasta gamma di profili ad I ed H saldati (ad esempio serie ISE, HSE, HSL, HSA, HSH, HSU, HSD) che coprono un campo di altezze comprese fra 400 e 1700 mm. Sezioni fuori sagomario, a parete piena e a cassone, sono poi componibili mediante saldatura.

Le travi ad H saldate, che hanno praticamente sostituito le analoghe travi chiodate del passato, possono essere ottenute a partire da lamiere laminate a caldo, saldando direttamente due piatti all'anima, oppure facendo uso di piattabande laminate speciali, o ancora inserendo una lamiera fra le anime di due profili a T.

Il massimo sfruttamento statico di una sezione ad H si ha accoppiando un'anima di acciaio comune con ali di acciaio ad elevata resistenza. Ne derivano le cosiddette *travi ibride* che rappresentano un esempio di razionale sfruttamento del materiale nelle zone più cementate. La possibilità di sfruttare la variabilità della resistenza, ad esempio usando pilastri di uguale dimensione ai vari piani ma con diversa resistenza, viene definita in maniera suggestiva come introduzione di una *quarta dimensione* (la resistenza) nelle Costruzioni Metalliche.

Le *travi a cassone* in parete piena hanno un comportamento flessionale del tutto simile a quello di due travi ad I accostate, mentre se ne differenziano per una maggiore rigidità torsionale. A causa della doppia anima si presentano più pesanti della corrispondente trave ad H con eguale altezza e vengono prevalentemente adottate quando sia richiesta un'elevata rigidità torsionale, come accade ad esempio nelle travate da ponte.

Negli schemi statici con sollecitazioni non elevate, vengono praticati fori di alleggerimento nelle anime delle travi (*travi alveolate*).

La tendenza ad alleggerire le strutture ha portato per travi lunghe ed alte, a sostituire all'anima piena un reticolo di aste di parete variamente disposte e collegate ai correnti superiore e inferiore (*travi a traliccio*).

Tra travi di acciaio ad H rese solidali con la sovrastante soletta di conglomerato cementizio costituiscono il cosiddetto *sistema misto acciaio-calcestruzzo*, che basandosi sulla collaborazione fra i due materiali, ne esalta le caratteristiche meccaniche.

Con lo scopo di sfruttare più convenientemente le capacità di resistenza dei materiali, sotto i carichi di esercizio, le membrature inflesse possono essere sottoposte a stati di presollecitazione mediante forze o deformazioni impresse che inducono uno stato tensionale di segno contrario a quello delle azioni esterne.

Nelle travi a parete piena lo stato di presollecitazione è comunemente ottenuto con elementi tesi di acciaio armonico e lo schema statico che ne deriva è quello della *trave armata* (trave a tirante). Una notevole diffusione hanno avuto le *travi Preflex* per le quali il sistema di presollecitazione consiste nell'imporre una deformata ad una trave a parete piena e costruire un cordolo di calcestruzzo lungo la piattabanda tesa. A maturazione avvenuta si annullano le forze che avevano indotto lo stato di deformazione della trave e l'energia elastica viene ridistribuita su una nuova sezione composta del tipo acciaio-calcestruzzo.

6.2 Progettazione elementi inflessi

Il dimensionamento delle sezioni può essere realizzato facendo riferimento al solo comportamento elastico, ricordando, però, che esistono ulteriori margini di resistenza legati al comportamento plastico delle sezioni, che la nuova normativa considera in verifica e di cui si dirà più diffusamente in seguito.

Con riferimento ad una trave a parete piena, siano M il momento flettente e T lo sforzo di taglio presenti in una generica sezione. Lo stato tensionale è definito dalle seguenti relazioni:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (6.1a)$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot b} \quad (6.1b)$$

essendo $W = I / y_G$ il modulo di resistenza della sezione, S il momento statico rispetto all'asse neutro della parte di sezione al di sopra (o al di sotto) della corda considerata, I il momento d'inerzia della sezione e b la lunghezza della corda.

Considerando il caso di flessione retta, l'asse neutro è baricentrico e perpendicolare al piano di sollecitazione.

Nelle travi ad I o ad U con ali eguali, indicando con h l'altezza totale della trave, h_w l'altezza dell'anima, b la larghezza delle ali, t_f lo spessore delle ali, t_w lo spessore dell'anima, il valore di W che fornisce le massime tensioni σ agli estremi lembi della sezione $\bar{W} = 2I/h$, può essere scomposto nella somma del contributo delle ali e del contributo dell'anima, cioè:

$$\bar{W} = \left(2 \cdot b \cdot t_f \cdot \frac{(h-t_f)^2}{4} + \frac{t_w h_w^3}{12} \right) \frac{2}{h} \quad (6.2a)$$

In via approssimata, considerando trascurabile t_f rispetto ad h ed assumendo $h \approx t_w$, si ha:

$$\bar{W} \approx h \left(b \cdot t_f + \frac{t_w \cdot h}{6} \right) \quad (6.2b)$$

Il contributo delle ali, $h \cdot b \cdot t_f$ nella (6.2b), corrisponde a quello di due aree concentrate distanziate fra loro di h ; il contributo dell'anima è ridotto ad 1/6 dell'area dell'anima ed in sede di dimensionamento di massima può anche essere considerato trascurabile. L'anima ha invece un compito prevalente nell'assorbimento degli sforzi di taglio e genericamente si può pensare che li assorba per intero. In sede di dimensionamento di massima si possono pertanto utilizzare le formule approssimate:

$$M_{c,Rd} \approx \frac{h \cdot b \cdot t_f \cdot f_{yk}}{\gamma_m} \quad (6.3a)$$

$$V_{c,Rd} \approx \frac{h \cdot t_w \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} \quad (6.3b)$$

essendo $M_{c,RD}$ e $V_{c,Rd}$ le resistenze di calcolo a flessione ed all'azione tagliente, rispettivamente, f_{yk} la tensione di snervamento dell'acciaio e γ_m il coefficiente di sicurezza per la resistenza.

Accanto alle verifiche di resistenza risultano spesso determinanti, nel dimensionamento delle travi inflesse, le condizioni imposte alla loro deformabilità elastica. Può infatti accadere che una trave metallica, dimensionata attraverso criteri che limitano le sollecitazioni massime di progetto rispetto a quelle resistenti, presenti sotto carico una freccia elastica non compatibile con la funzionalità della struttura e quindi tale da comportare danni alle opere complementari o difetti di funzionalità in genere.

Tutte le normative sono sensibili a questo problema e fissano, caso per caso, limitazioni alle frecce massime δ_{max} e limitazioni alle frecce determinate dai carichi variabili, in genere espresse come frazione γ della luce l :

$$\begin{aligned}\delta_{max}(G_k, Q_k) &\leq [\delta_{lim} = \gamma_{lim} \cdot l] \\ \delta_{max,2}(Q_k) &\leq [\delta_{lim,2} = \gamma_{lim,2} \cdot l]\end{aligned}\quad (6.4)$$

Il significato di queste due limitazioni è in parte diverso in quanto mentre i limiti sulla freccia totale (δ_{max}) tendono a limitare il valore massimo della deformazione visibile, i limiti sulla freccia dovuta ai carichi variabili ($\delta_{max,2}$) è più direttamente legato alla funzionalità controllando indirettamente vibrazioni e danni a parti non strutturali di natura fragile che fossero collegate alle travi stesse.

Il primo requisito su (δ_{max}) diventa meno stringente se si introducono opportune controfrecce (δ_c) ottenute mediante deformazioni plastiche imposte alla trave generalmente prima del montaggio.

Con riferimento ad una trave appoggiata di luce l e con carico uniforme p , le relazioni che consentono in un progetto elastico il rispetto delle verifiche di resistenza e di deformabilità risultano:

$$\frac{(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l^2}{8} \frac{h}{2 \cdot I} \leq f_{yd} \quad (6.5a)$$

$$\frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) \cdot l^4}{EI} \leq \delta_{lim} + \delta_c \quad (6.5b)$$

$$\frac{5}{384} \frac{Q_k \cdot l^4}{EI} \leq \delta_{lim,2} \quad (6.5c)$$

essendo $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ la tensione di progetto allo stato limite ultimo.

Eliminando il momento di inerzia tra la 6.5a e le 6.5b o 6.5c trasformate in equazioni, si ottiene:

$$\begin{aligned}\lambda_1 = \frac{l}{h} &= 4.8 \cdot \frac{(\delta_{lim} + \delta_c)}{l} \cdot \frac{E}{f_{yd}} \cdot \frac{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k}{G_k + Q_k} \\ \lambda_2 = \frac{l}{h} &= 4.8 \cdot \frac{\delta_{lim,2}}{l} \cdot \frac{E}{f_{yd}} \cdot \frac{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k}{Q_k}\end{aligned}\quad (6.6)$$

Il minore dei due rapporti adimensionali (λ_1, λ_2) rappresenta il rapporto ottimale di snellezza. In particolare risulta:

$$\lambda_1 < \lambda_2 \quad \text{se} \quad \frac{(\delta_{\text{lim}} + \delta_c)}{(G_k + Q_k)} < \frac{\delta_{\text{lim},2}}{Q_k} \quad (6.7)$$

Tale relazione lega la resistenza del materiale, espressa da f_{yk}/γ_m , alla limitazione della deformabilità, espressa dai rapporti freccia luce γ , e non contiene il momento d'inerzia della sezione trasversale ma solo il rapporto luce-altezza. Ipotizzando valori medi dei parametri di riferimento si ottiene:

$$\lambda_1 = \frac{l}{h} = 4.8 \cdot \frac{1}{250} \cdot \frac{210000}{275} \cdot 1.45 = 21.26$$

$$\lambda_2 = \frac{l}{h} = 4.8 \cdot \frac{1}{350} \cdot \frac{210000}{275} \cdot 2.9 = 30.37$$
(6.8)

Il rapporto luce-altezza è solitamente compreso negli edifici nell'intervallo 20-30.

6.3 Verifiche di resistenza a flessione

La verifica delle sezioni può essere fatta con modalità diverse in rapporto alla geometria delle sezioni stesse, ovvero alla capacità delle sezioni di subire deformazioni oltre il limite di snervamento prima che si instabilizzino localmente le parti compresse, come ad esempio le ali e le anime dei profilati ad I o ad H inflessi o tenso-presso inflessi.

Essendo il fenomeno dell'instabilità locale legato al rapporto tra larghezza e spessore delle parti compresse, i profilati possono essere ordinati in classi avendo diversa capacità di deformazione post-elastica. Le norme vigenti considerano quattro classi di profili sulla base della loro capacità plastica definita come:

$$C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1 \quad (6.9)$$

essendo θ_r e θ_y rispettivamente la curvatura ultima e quella al limite elastico che le sezioni sono in grado di raggiungere. Su tale base le quattro classi di profili vengono così definite:

Tab. 6.1: Definizione delle classi delle sezioni per profili del tipo I ed H.

	Anima (flessione)	Anima(compress.)	Ali (Compr.uniform.)
	c/t^*	c/t^*	c/t^{**}
Classe 1	$\leq 72\varepsilon$	$\leq 33\varepsilon$	$\leq 9\varepsilon$
Classe 2	$\leq 83\varepsilon$	$\leq 38\varepsilon$	$\leq 10\varepsilon$
Classe 3	$\leq 124\varepsilon$	$\leq 42\varepsilon$	$\leq 14\varepsilon$
Classe 4	$> 124\varepsilon$	$> 42\varepsilon$	> 14

* c = altezza anima sezione inflessa o presso-inflessa con anima tutta in compressione [= h_w] (figura 6.1 a).
 ** c = larghezza piattabande esterne [= $(b_{f,2r}-t_w)/2$] (figura 6.1 b).
 $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$.

classe 1: i profili in classe 1 raggiungono il momento plastico e sviluppano cerniere plastiche con una capacità rotazionale C_θ maggiore o uguale a 3,0;
classe 2: i profili di tale classe raggiungono il momento plastico e sviluppano cerniere plastiche con una capacità rotazionale C_θ maggiore o uguale ad 1,5;
classe 3: i profili di tale classe raggiungono il momento di limite elastico ma la snellezza delle parti compresse ne impedisce lo sviluppo di deformazioni plastiche;
classe 4: i profili di tale classe non raggiungono il momento di limite elastico e la loro verifica deve essere fatta considerando l'instabilità locale.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*. Per le sezioni ad I ed H le regole per la assegnazione dei profili sono particolarmente semplici come indicate in Tab. 6.I.

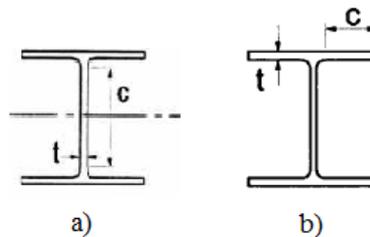


Fig. 6.1: Definizioni delle quantità "c" e "t" per la classificazione dei profili tipo I ed H.

Il D.M. 14/01/2008 definisce la classe di appartenenza per tutti gli altri casi di interesse, a partire dalle sole caratteristiche geometriche della sezione. Le verifiche a flessione si eseguono nel seguente modo:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (6.10)$$

essendo M_{Ed} il momento flettente di calcolo ed $M_{c,Rd}$ la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione che si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione, $M_{c,Rd}$, vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad (6.11)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad (6.12)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad (6.13)$$

Per le sezioni in classe 1 è possibile utilizzare il calcolo plastico, ovvero valutare la resistenza della sezione allorché le deformazioni nel materiale hanno raggiunto valori elevati in fase post-elastica e le tensioni i valori massimi in trazione e compressione. Per i profili di classe 2 è ammesso il calcolo plastico con estensione della resistenza fino a $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_{yd}$.

Per comprendere il comportamento delle sezioni in campo plastico, si consideri l'evoluzione dello stato tensionale nella sezione di una trave inflessa costituita da materiale elastico-perfettamente plastico (diagramma $\sigma - \varepsilon$, bilatero-ideale in Fig. 6.2a) nell'ipotesi di conservazione della sezione piana e di deformazioni maggiori di quelle al limite elastico.

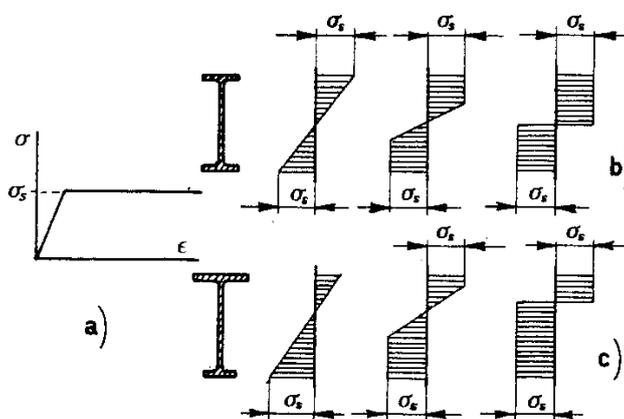


Fig. 6.2: Evoluzione elasto-plastica delle tensioni in una sezione.

Al crescere del carico (Fig. 6.2b, per una sezione simmetrica e Fig. 6.2c, per una sezione asimmetrica) il massimo momento elastico M_{el} si raggiunge nell'istante in cui la tensione nelle fibre estreme σ_s corrisponde al limite di snervamento f_y del materiale e vale:

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \quad (6.14)$$

essendo W_{el} il modulo di resistenza elastico.

Incrementando ulteriormente il momento flettente, la plasticizzazione delle fibre estreme si estende verso il centro e l'andamento delle tensioni da bitriangolare si modifica fino a diventare birettangolare. Nella flessione l'asse neutro divide la sezione in modo che l'integrale delle tensioni sull'area compressa uguagli l'integrale delle tensioni sull'area tesa; quando la tensione diventa costante e pari a f_y per l'equilibrio l'area tesa deve uguagliare l'area compressa. In presso-flessione la differenza tra area compressa e area tesa, $\Delta A = A_c - A_t$, è legata allo sforzo assiale dalla relazione: $\Delta A = N / f_y$.

Alla piena plasticizzazione della sezione corrisponde la formazione di una cerniera plastica caratterizzata dal massimo momento flettente che la sezione può sopportare (momento limite), dato nella flessione da:

$$M_{pl} = [S_{x,\text{sup}} + |S_{x,\text{inf}}|] \cdot f_y = W_{pl} \cdot f_y \quad (6.15)$$

essendo W_{pl} il modulo di resistenza plastico della sezione pari alla somma dei momenti statici, assunti entrambi positivi, delle due parti di uguale area in cui la sezione è divisa, sollecitate alternativamente a compressione ed a trazione.

Il rapporto α fra il modulo di resistenza plastico ed elastico, pari al rapporto tra momento plastico ed elastico, vale:

$$\alpha = \frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{M_{pl}}{M_{el}} \quad (6.16)$$

ed è chiamato *fattore di forma* della sezione esprimendo il guadagno in resistenza per effetto del superamento dei limiti elastici. Il valore numerico del fattore di forma α dipende dalla geometria della sezione trasversale e per le sezioni più comuni vale:

1,70 per le sezioni circolari piene;

1,50 per le sezioni rettangolari;

1,27 per i tubi;

1,10 ÷ 1,20 per i profili laminati a I e a U.

Queste risorse dovute alla plasticizzazione, che con riferimento alle sezioni ad I metalliche sono relativamente modeste (10÷20% di incremento del momento limite), possono diventare molto più rilevanti per le strutture iperstatiche. Per esse, infatti, i carichi possono essere incrementati fino alla formazione di meccanismi susseguenti alla formazione di un numero di cerniere plastiche sufficienti a rendere labile la struttura.

Per le sezioni di classe 3, $W_{el,\text{min}}$ è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo $W_{\text{eff},\text{min}}$ è calcolato eliminando le parti inattive della sezione a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto nelle *UNI EN1993-1-5:2001* e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti. In Fig. 6.3 vengono presentati due tra gli esempi più ricorrenti di aste di classe 4 soggette a flessione.

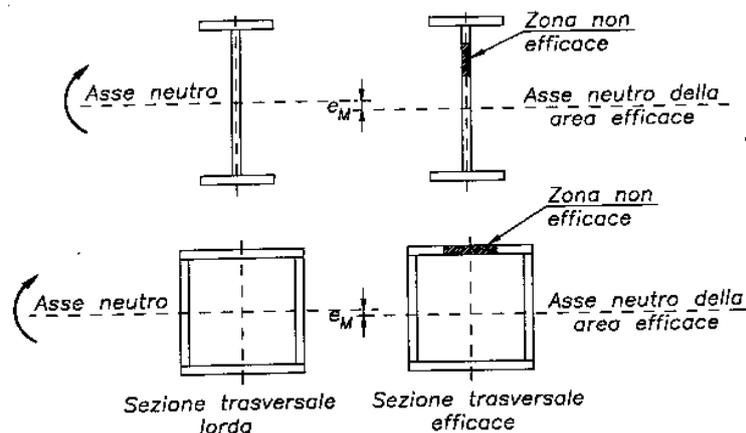


Fig. 6.3: Parzializzazione della sezione di classe 4, in flessione, per via delle instabilità locali.

I fori nelle piattabande dei profili, in presenza di giunti bullonati, possono essere trascurati nel calcolo del momento resistente, se viene soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (6.17)$$

dove A_f è l'area della piattabanda lorda, $A_{f,net}$ è l'area della piattabanda al netto dei fori ed f_{tk} è la resistenza ultima caratteristica dell'acciaio. I coefficienti γ_{M0} e γ_{M2} sono fattori parziali di sicurezza relativi al modello di resistenza adottato; in particolare il coefficiente parziale γ_{M2} , di valore superiore rispetto al coefficiente γ_{M0} , interpreta in maniera semplificata le conseguenze dell'indebolimento della sezione per la presenza dei fori.

6.4 Verifiche a taglio

La verifica a taglio si effettua controllando che il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} risulti inferiore o al massimo uguale alla resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, rispettando pertanto la seguente relazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1, \quad (6.18)$$

in assenza di torsione, la resistenza di calcolo vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (6.19)$$

essendo f_{yk} lo snervamento caratteristico dell'acciaio, γ_{M0} il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature, A_v è l'area resistente a taglio, definita per i diversi profilati dal D.M. 14/01/2008, nel modo seguente:

per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f, \quad (6.20)$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) t_f, \quad (6.21)$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali:

$$A_v = A - \sum h_w t_w, \quad (6.22)$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima:

$$A_v = 0,9 (A - b \cdot t_f), \quad (6.23)$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme:

$$A_v = A \cdot h / (b + h), \text{ con un carico parallelo all'altezza (cioè il lato maggiore del rettangolo) del profilo} \quad (6.24 \text{ a})$$

$$A_v = A \cdot b / (b + h), \text{ con un carico parallelo alla base (cioè il lato minore del rettangolo) del profilo} \quad (6.24 \text{ b})$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2 \cdot A / \pi; \quad (6.25)$$

nelle precedenti relazioni A indica l'area lorda della sezione del profilo, b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave, h_w è l'altezza dell'anima, h è l'altezza delle sezioni cave, r è il raggio di raccordo tra anima ed ala, t_f è lo spessore delle ali e t_w è lo spessore dell'anima.

La resistenza a taglio del profilo va opportunamente ridotta in presenza di torsione; per le sezioni ad I o ad H, essa è data dalla seguente espressione:

$$V_{C,Rd,rid} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \quad (6.26)$$

dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione primaria, valutabile mediante la seguente espressione:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed} \cdot t_{max}}{J_t} \quad (6.27)$$

in cui T_{Ed} è il momento torcente di calcolo, t_{max} è il massimo tra gli spessori dei piatti che compongono il profilo, $J_t = \sum_{i=1}^n \frac{b_i \cdot t_i^3}{3}$ è il fattore di rigidezza torsionale, con b_i larghezza dell' i -esimo piatto.

Per sezioni cave, invece, la resistenza a taglio di progetto si ottiene mediante l'espressione:

$$V_{C,Rd,rid} = V_{c,Rd} \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] \quad (6.28)$$

in cui, la tensione tangenziale massima da torsione primaria, per sezioni tubolari chiuse, si valuta usando la formula di Bredt:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot \Omega \cdot t_{min}} \quad (6.29)$$

con Ω che rappresenta l'area settoriale racchiusa dalla linea media dei piatti che compongono la sezione cava e t_{min} è il minimo tra gli spessori dei piatti che compongono il profilo.

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali, eseguendo una verifica elastica nel punto più sollecitato della sezione trasversale mediante la formula:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0})} \leq 1 \quad (6.30)$$

dove τ_{Ed} è valutata in campo elastico lineare dall'espressione di Jourawsky:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot b}, \quad (6.31)$$

in cui V_{Ed} è l'azione tagliante, S è il momento statico rispetto al baricentro della parte di sezione sovrastante la corda considerata, b è la larghezza della stessa corda, I è l'inerzia della sezione.

Le verifiche in campo elastico, per stati di sforzo combinati che non siano solo di taglio (come accade quando vi è ad esempio coesistenza di flessione e taglio più torsione), si eseguono con riferimento al criterio di resistenza di Von Mises, quindi rispettando che:

$$\sigma_{z,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2, \quad (6.32)$$

dove $\sigma_{z,Ed}$ è la tensione normale nel punto in esame, agente in direzione dell'asse della membratura; τ_{Ed} è la tensione tangenziale (da taglio, da torsione o la somma di entrambe) nel punto in esame.

Riguardo alla sollecitazione di taglio, la verifica all'instabilità dei **pannelli di anima privi di irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli**, può essere omessa se è verificata la seguente espressione:

$$\frac{h_w}{t} < \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}, \quad (6.33)$$

dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, con η assunto cautelativamente pari ad 1,00.

Per pannelli **muniti di irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli**, possono presentarsi le seguenti quattro possibilità.

- Pannelli con irrigidimenti trasversali intermedi

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} , calcolato rispetto al piano medio dell'anima del profilato irrigidito (se l'irrigidimento è presente su entrambi i lati) o rispetto alla faccia esterna dell'anima (se l'irrigidimento è presente su un solo lato) soddisfa le relazioni seguenti:

$$\begin{aligned} I_{st} &\geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 && \text{se } a/h_w < \sqrt{2} \\ I_{st} &\geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 && \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \end{aligned} \quad (6.36 \text{ a,b})$$

altrimenti la sezione va considerata come non irrigidita. Si può omettere la verifica di stabilità dell'anima, nel caso in cui venga soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{h_w}{t} < \frac{31}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \cdot \sqrt{k_\tau}, \quad (6.34)$$

in cui η è uguale a 1,20 e k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello.

a) **in assenza di irrigidimenti longitudinali**: il parametro k_τ , è dato da:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 && \text{se } a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 && \text{se } a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (6.35 \text{ a,b})$$

dove a è la lunghezza del pannello compreso tra due *irrigiditori trasversali rigidi* consecutivi.

b) **in presenza di irrigidimenti longitudinali**: il parametro k_τ ha espressioni diverse a seconda del loro numero.

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:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau l} && \text{se } a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau l} && \text{se } a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (6.37)$$

in cui:

$$k_{\tau l} = \max \left[\left(\frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}; \frac{2,1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad (6.38)$$

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 di anima pari a $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ per ciascun lato dell'irrigiditore (Fig. 6.4), con $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$.

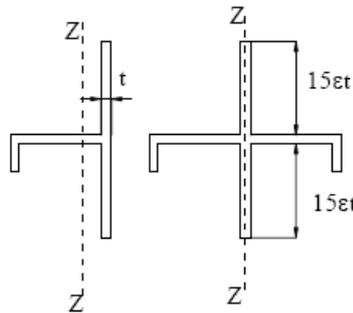


Fig. 6.4 : Irrigidimenti longitudinali con zona collaborante di anima dei pannelli.

Se, invece, gli irrigiditori longitudinali sono uno o due, oppure $\alpha = a / h_w < 3$, il coefficiente k_τ è dato da:

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2,2 \cdot 3 \sqrt{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (6.39)$$

- Pannelli senza irrigidimenti trasversali intermedi

- c) **in assenza di irrigidimenti longitudinali**: in tal caso si assume “a” pari alla lunghezza della trave, nelle formule 6.35.
- d) **in presenza di irrigidimenti longitudinali**: in tal caso si assume “a” pari alla lunghezza della trave, nelle formule 6.37, 6.38 e 6.39.

6.5 Flessione e taglio

Si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, se il taglio di calcolo V_{Ed} risulta essere inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, $V_{c,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} \quad (6.40)$$

Se invece il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio, $V_{c,Rd}$, bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione. La

resistenza a flessione si determina assumendo, nelle aree resistenti a taglio A_v , una tensione di snervamento ridotta pari a $(1 - \rho)f_{yk}$, in cui:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (6.41)$$

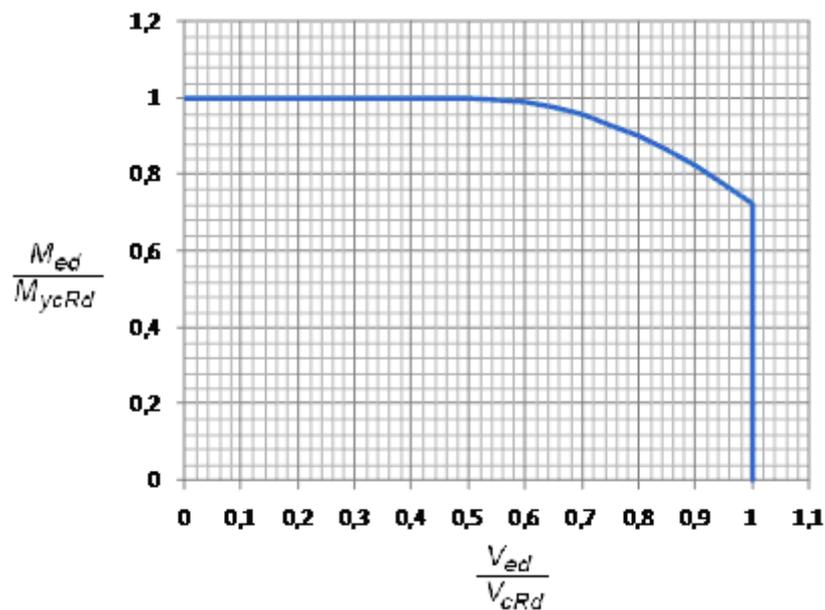


Fig. 6.5 – Dominio di resistenza taglio – momento per sezioni ad I o H.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (6.42)$$

In Fig. 6.5, si riporta il dominio di resistenza taglio - momento, di un profilo ad H caricato nel piano dell'anima. All'aumentare dell'azione tagliante, una volta superato il

valore $0,5 \cdot V_{c,Rd}$, il momento resistente della sezione decresce di misura data dall'espressione (6.42).

6.6 Verifiche di deformabilità

Una verifica allo stato limite di esercizio, viene effettuata controllando che:

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\lim} \quad (6.43)$$

in cui δ_{\max} è la freccia massima dell'elemento, con riferimento alle condizioni di carico di esercizio, mentre δ_{\lim} è il valore limite fornito dalla normativa.

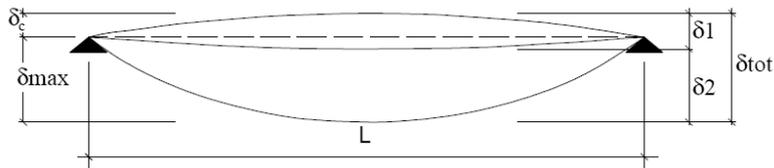


Fig. 6.6: Definizioni degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio.

Per una membratura inflessa, il valore totale dell'abbassamento in direzione ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 6.6) è definito come:

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{tot}} - \delta_c \quad (6.44)$$

in cui:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (6.45)$$

e con:

δ_c : controfreccia iniziale della trave;

δ_1 : lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti;

δ_2 : lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili;

δ_{\max} : lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In Tab. 6.II, L è pari alla luce dell'elemento o, nel caso di mensole, al doppio della lunghezza dello sbalzo.

Tab. 6.II: Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

6.7 Verifiche di stabilità

Le membrature inflesse sono interessate da una particolare forma d'instabilità che si presenta sottoforma di sbandamento laterale combinato ad una rotazione torsionale dell'elemento ed è nota come *instabilità flesso-torsionale*. La normativa italiana, obbliga alla verificata nei riguardi di tale fenomeno, considerando la seguente espressione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1, \quad (6.46)$$

dove M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo ed $M_{b,Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità di una trave lateralmente non vincolata, che può essere assunto pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad (6.47)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad (6.48)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{eff} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad (6.49)$$

essendo W_{pl} il modulo plastico resistente della sezione, W_{el} il modulo elastico, W_{eff} il modulo efficace e γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle

membrature. Il fattore χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; in generale lo si può ricavare mediante la seguente espressione data dall'Eurocodice:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1, \quad (6.50a)$$

dove

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.50b)$$

con α_{LT} fattore di imperfezione ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 6.III e 6.V. Per profili laminati a caldo o composti saldati, si può utilizzare una formula meno conservativa della precedente (6.50) fornita dal D.M. 14/01/2008:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}, \quad (6.51a)$$

dove

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.51b)$$

con α_{LT} fattore di imperfezione ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 6. IV e V.

Il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (valore consigliato per sezioni laminati a caldo e composte saldate). Il coefficiente β può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore che si adotta per profili ad I o ad H); il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \quad (6.52)$$

in cui il fattore correttivo k_c assume i valori riportati in Tab. 6.VI.

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\bar{\lambda}_{LT}$ è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_{yk}}{M_{cr}}} \quad (6.53)$$

dove:

W_y è il modulo resistente della sezione pari al:
 modulo plastico W_{pl} , per le sezioni di classe 1 e 2;
 modulo elastico W_{el} , per le sezioni di classe 3;

modulo efficace W_{eff} , per le sezioni di classe 4.

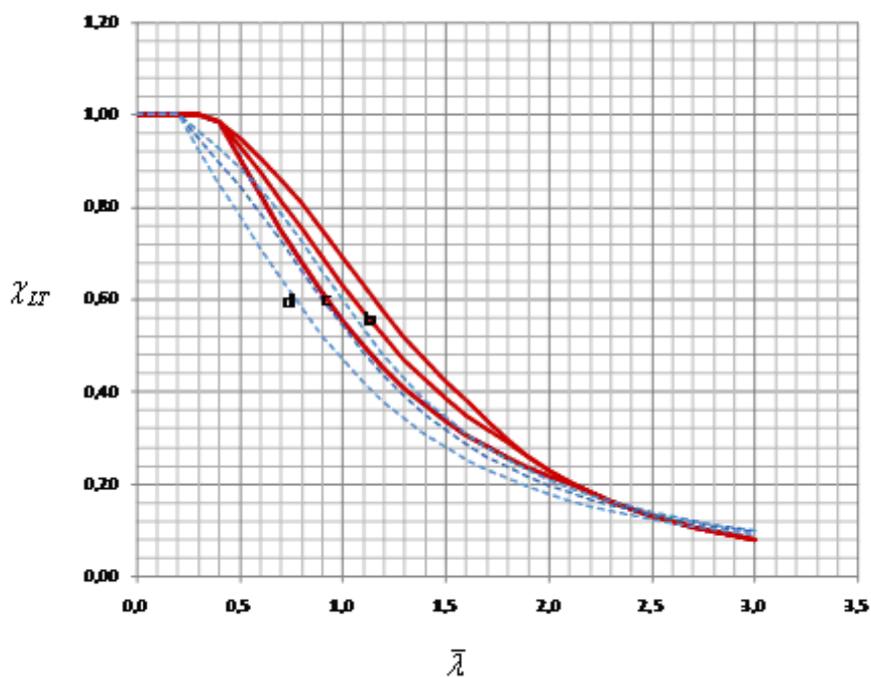


Fig. 6.7: Comparazione tra i coefficienti di riduzione χ_{LT} secondo le relazioni 6.50 (linee tratteggiate) e 6.51 (linee continue).

Tab. 6.III: Curve di instabilità per la definizione di α_{LT} .

Tipo di sezione trasversale	Limite	Curva di stabilità
Laminata a I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Saldata a I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altri tipi	-	d

Tab. 6.IV: Curve d'instabilità per la definizione di α_{LT} per profili laminati a caldo o realizzati per saldatura.

Tipo di sezione trasversale	Limite	Curva di stabilità
Laminata a I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Saldata a I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altri tipi	-	d

Tab. 6.V: Valori di α_{LT} per le differenti curve di stabilità.

Curva di stabilità	A	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.21	0.34	0.49	0.76

M_{cr} è il momento critico elastico d'instabilità torsionale. Per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) può essere calcolato con la seguente espressione:

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot J_t} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{E \cdot J_{\omega}}{G \cdot J_t}} \quad (6.54)$$

dove L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi, EI_z è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata rispetto all'asse debole), GJ_t è la rigidezza torsionale primaria del profilo mentre EJ_{ω} è la rigidezza torsionale secondaria del profilo (per profili ad I o ad H, senza irrigidimenti di bordo,

$$J_{\omega} = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4}, \text{ con } h \text{ altezza del profilo e } t_f \text{ spessore delle ali).}$$

In presenza di diagrammi lineari del momento il coefficiente ψ è dato dalla seguente espressione:

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 \quad (6.55)$$

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

Per andamenti non lineari del diagramma del momento possono assumersi i valori del coefficiente C1 della tabella 6.VII con $k=1$.

Nel caso più frequente di sezione trasversale doppiamente simmetrica, l'EC3 (UNI EN 1993-1-1 1994) fornisce la seguente espressione, analoga, ma più complessa:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_\omega} \right)^2 \cdot \frac{J_\omega}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right] \quad (6.56)$$

in cui compaiono i coefficienti k e k_ω atti a definire la lunghezza efficace dipendente dalle condizioni di vincolo e z_g dipende dalla posizione del carico rispetto al centro di taglio. In particolare:

z_g rappresenta la distanza tra il centro di taglio ed il punto in cui il carico è applicato;

k è un fattore correttivo della lunghezza effettiva, analogo al coefficiente β delle membrature compresse, variabile tra 0.5 se è impedita la rotazione intorno all'asse debole ovvero in presenza di estremi entrambi incastrati, 1 con vincoli cerniera salvo il vincolo alla rotazione torsionale nei due estremi, 0.7 incastro in un estremo e vincolo alla sola rotazione torsionale all'altro estremo.

k_ω è un fattore correttivo della lunghezza effettiva, dipendente dalle condizioni vincolari con riferimento all'ingobbamento; è variabile tra 0.5 per vincolo che impedisce l'ingobbamento in entrambi gli estremi, 1 in assenza di vincoli che impediscono ingobbamento, 0.7 per vincolo all'ingobbamento in un estremo ed assenza di vincolo ad ingobbamento nell'altro estremo.

k e k_ω assumono come visto il valore 1 nei casi più frequenti caratterizzati da:

membrature vincolate agli estremi in modo da consentire la rotazione flessionale nel piano orizzontale;

membrature vincolate alla rotazione torsionale ma libere di ingobbarsi;

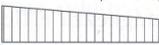
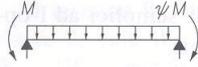
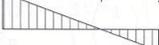
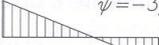
membrature vincolate contro movimenti nel piano di carico, libere di ruotare nel piano.

I valori dei coefficienti C_1 e C_2 , dipendono dalle condizioni di carico e di vincolo e vengono riportati in Tabella VII.

Tab. 6.VI: Fattore k_c correttivo del momento flettente per la verifica di stabilità.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
M_{sx}  M_{dx} $\psi = M_{dx} / M_{sx} = 1$	1,0
M_{sx}  M_{dx} $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Tab. 6.VII: Coefficienti C_1 e C_2 e C_3 per il calcolo di M_{cr} per diverse condizioni di carico.

Load Condition	Bending Moment diagram	k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0	1,000		1,000
		0,7	1,000	—	1,113
		0,5	1,000		1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0	1,141		0,998
		0,7	1,270	—	1,565
		0,5	1,305		2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0	1,323		0,992
		0,7	1,473	—	1,556
		0,5	1,514		2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0	1,563		0,977
		0,7	1,739	—	1,531
		0,5	1,788		2,235
	$\psi = 0$ 	1,0	1,879		0,939
		0,7	2,092	—	1,473
		0,5	2,150		2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0	2,281		0,855
		0,7	2,538	—	1,340
		0,5	2,609		1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0	2,704		0,676
		0,7	3,009	—	1,059
		0,5	3,093		1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0	2,927		0,366
		0,7	3,009	—	0,575
		0,5	3,093		0,837
	$\psi = -1$ 	1,0	2,752		0,000
		0,7	3,063	—	0,000
		0,5	3,149		0,000

Load and End Restraint Conditions	Bending Moment Diagram	k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

6.7.1 Approfondimenti teorici: L'instabilità flessa – torsionale.

Una trave elastica (Fig. 6.8), priva di imperfezioni locali, non vincolata lateralmente e caricata con un momento costante $M_{x,0}$, viene vincolata in estremità con cerniere o carrelli nel piano della trave, mentre viene impedito lo spostamento laterale e la rotazione torsionale della trave attraverso l'utilizzo di ritegni torsionali; l'ingobbamento delle sezioni di estremità è libero di svilupparsi; l'inerzia rispetto all'asse y è molto più piccola rispetto all'asse x ($I_y \ll I_x$).

Sotto tali ipotesi ed analizzando la configurazione instabilizzata (Fig. 6.8), le caratteristiche della sollecitazione agenti sulla trave divengono:

$$\begin{cases} M_x = M_{x,0} \cdot \cos \beta \cdot \cos \varphi = M_{x,0} \\ M_y = -M_{x,0} \cdot \text{sen} \varphi = -M_{x,0} \cdot \varphi \\ M_z = M_{x,0} \cdot \text{sen} \beta = M_{x,0} \cdot \beta \end{cases} \quad (6.57 \text{ a, b, c})$$

in cui M_y è il momento flettente rispetto all'asse y , M_z è il momento torcente, $\beta = \frac{du}{dz}$ è la rotazione flessionale attorno all'asse y con u spostamento in direzione x , e φ è la rotazione torcente, nulla sui ritegni torsionali.

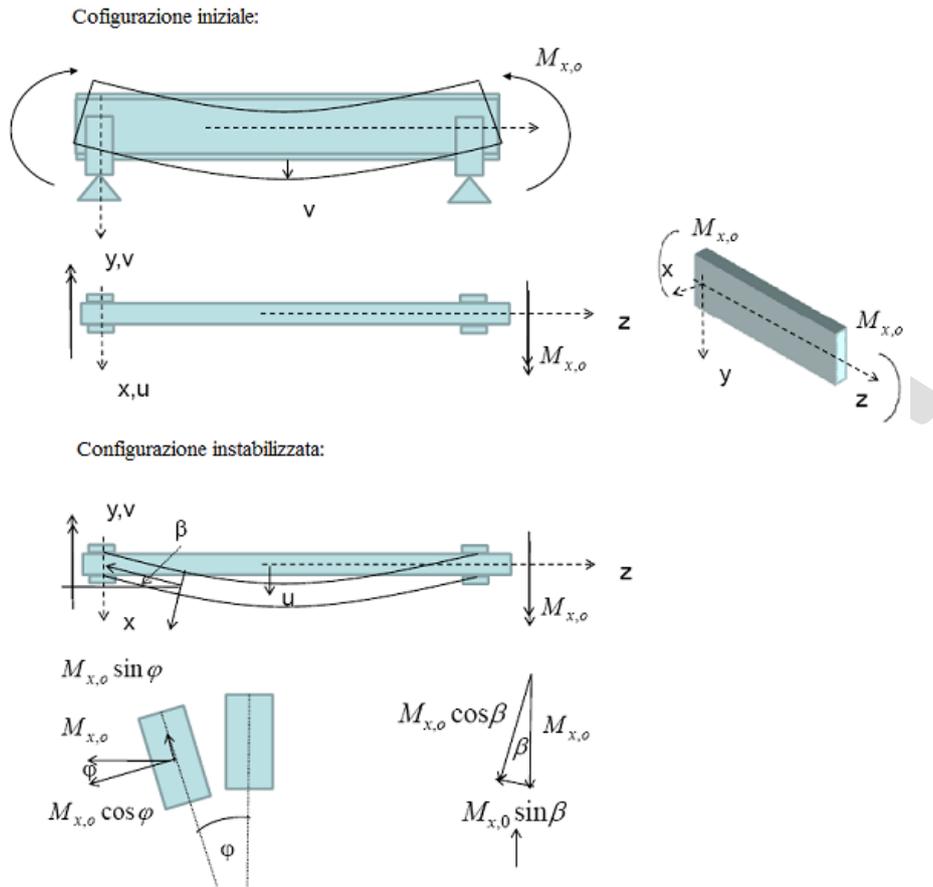


Fig. 6.8: Campo cinematico per svergolamento da instabilità flessio-torsionale.

Richiamando i legami costitutivi, si può scrivere:

$$\begin{cases} -M_{x,0} \cdot \varphi = E \cdot I_y \cdot \frac{d^2 u}{dz^2} \\ M_{x,0} \cdot \frac{du}{dz} = G \cdot J_t \cdot \frac{d\varphi}{dz} \end{cases} \quad (6.58a, b)$$

essendo EI_y la rigidezza flessionale rispetto all'asse debole y e GJ_t la rigidezza torsionale primaria della generica sezione considerata.

Derivando rispetto a z la (6.58b), risolvendo rispetto a $\frac{d^2u}{dz^2}$ e sostituendo nella (6.58a), si ottiene:

$$\frac{d^2\varphi}{dz^2} + \frac{M_{x,0}^2}{E \cdot I_y \cdot G \cdot J_t} \cdot \varphi = 0 \quad (6.59)$$

L'integrale generale dell'equazione differenziale è il seguente:

$$\varphi = A \cdot \text{sen} \alpha z + B \cdot \text{cos} \alpha z \quad (6.60)$$

avendo posto $\alpha^2 = \frac{M_{x,0}^2}{E I_y G J_t}$.

Le condizioni al contorno della (6.60) si ricavano in corrispondenza delle forchette dove le rotazioni torsionali sono impedito; in termini matematici tale condizione si traduce in $A \text{sen} \alpha L = 0$ e $B = 0$.

Scartando la soluzione banale $A = 0$ (assenza di torsione e flessione laterale), si ottiene un numero infinito di soluzioni, il cui minimo corrisponde al seguente valore del parametro α :

$$\alpha^2 = \frac{M_{x,0}^2}{E I_y G J_t} = \frac{\pi^2}{L^2} \quad (6.61)$$

che fornisce la coppia critica di instabilità di Prandtl-Mitchell:

$$M_{x,0,cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y G J_t} \quad (6.62)$$

La relazione (6.62) descrive il caso delle travi a sezione compatta, situazione piuttosto rara nell'ambito delle costruzioni metalliche. Limitando l'analisi al campo dei profilati a doppio T, le (6.58 a,b) vanno riscritte nel modo seguente:

$$\begin{cases} -M_{x,0} \cdot \varphi = E \cdot I_y \cdot \frac{d^2u}{dz^2} \\ M_{x,0} \cdot \frac{du}{dz} = G \cdot J_t \cdot \frac{d\varphi}{dz} - E \cdot I_\omega \cdot \frac{d^3\varphi}{dz^3} \end{cases} \quad (6.63 \text{ a, b})$$

Il contributo aggiuntivo al momento torcente nella (6.63 b) rispetto alla (6.58 b) dipende infatti dalla sollecitazione tagliante che insorge nelle ali del profilato ad I o H

$T_y = -(EI_Y/2) \cdot (\varphi'''' \cdot h'/2)$ con $h' = h - t_f$, per effetto della rotazione torsionale assumendo per semplicità $I_y/2$ l'inerzia dell'ala per flessione nel proprio piano. Tale taglio aggiuntivo fornisce un momento torcente aggiuntivo $\Delta M_t = T_y \cdot h' = -EI_Y \cdot h'^2/4 \cdot \varphi'''' = -EI_\omega \cdot \varphi''''$.

Derivando rispetto a z ambo i membri della (6.63b) ed eliminando la derivata seconda di $u(z)$ nelle (6.63) si ottiene una equazione differenziale del IV ordine in φ :

$$E \cdot I_\omega \cdot \frac{d^4 \varphi}{dz^4} - G \cdot J_t \cdot \frac{d^2 \varphi}{dz^2} - \frac{M_{x,0}^2}{E \cdot I_y} \cdot \varphi = 0 \quad (6.64)$$

Il momento critico che si ricava dalla soluzione della (6.64) è il seguente:

$$M_{x,0,cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J_t} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E \cdot I_\omega}{L^2 G \cdot J_t}} \quad (6.65)$$

L'espressione (6.65) contiene la rigidezza torsionale secondaria che nei profilati metallici è generalmente presente e non trascurabile. Tuttavia le equazioni (6.54) e (6.56), direttamente legate alle relazioni (6.62) e (6.65), contengono altri coefficienti che portano in conto le diverse condizioni vincolari, le distribuzioni non costanti del momento flettente $M_{x,0}$, lungo la membratura e la collocazione del carico rispetto al baricentro in direzione y . Infatti la posizione del carico gioca un ruolo stabilizzante se la rotazione dovuta alla instabilità provoca (al II ordine) un innalzamento del carico, ovvero instabilizzante nel caso contrario.

6.8 Applicazioni

6.8.1 Applicazione 1

Verificare la trave in Fig. 6.9, caricata mediante un carico uniforme e realizzata con un profilo IPE 240 in acciaio S 235. La trave è soggetta ad un sovraccarico permanente g' di 8 kN/m e ad un sovraccarico accidentale q di 6 kN/m . Sulla trave poggia una soletta che la vincola nei confronti dei fenomeni d'instabilità flessio-torsionali.

Caratteristiche del profilo IPE 240:

$h = 240 \text{ mm}$;

$b = 120 \text{ mm}$;

$a = 6,2 \text{ mm}$;

$e = 9,8 \text{ mm}$;

$r = 15,0 \text{ mm}$;

raggi di inerzia:

$i_y = 99,7 \text{ mm}$;

$i_z = 26,9 \text{ mm}$.

$A = 3912 \text{ mm}^2$;

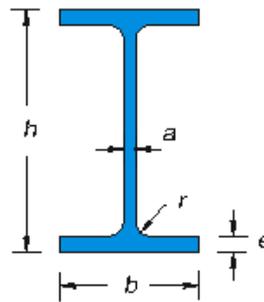
$I_y = 3892 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

$I_z = 283,6 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$;

$g = 0,307 \text{ kN/m}$.

$W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3$

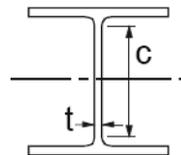
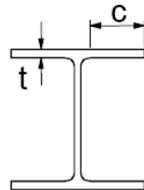
$W_{el,y} = 324,3 \text{ cm}^3$



Per classificare il profilo, si valutano le seguenti quantità:

$$\text{Ala: } (c/t_f) = (c/e) = \left(\frac{120 - 6,2 - 2 \cdot 15}{2 \cdot 9,8} \right) = 4,28 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$

$$\text{Anima: } (c/t_w) = (c/a) = \left(\frac{240 - 2 \cdot 9,8 - 2 \cdot 15}{6,2} \right) = 30,71 \leq 72\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$



essendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$; il profilo IPE 240, sollecitato in flessione appartiene alla classe I.

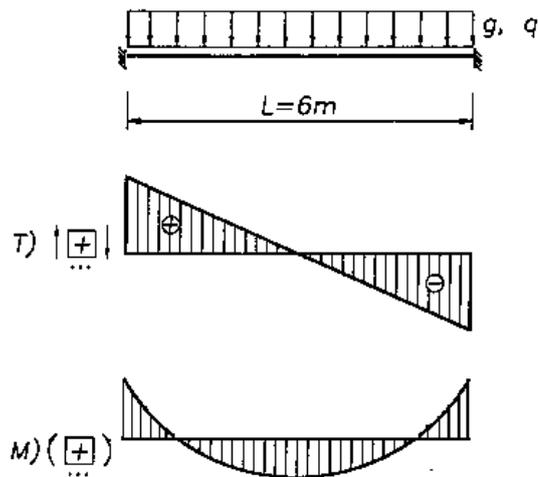


Fig. 6.9.

Verifiche di deformabilità:

Si calcola l'abbassamento massimo per lo schema di Fig. 6.9, nelle condizioni di esercizio:

$$\delta_{\max} = \frac{1}{384} \frac{(g + g' + q)L^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(0,307 + 8 + 6) \cdot 6000^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 5,9 \text{ mm} \leq \left[\frac{L}{250} = 24 \text{ mm} \right]$$

nell'ipotesi che non esista una controfreccia iniziale.

Nei confronti dei soli carichi accidentali si esegue la seguente verifica:

$$\delta_2 = \frac{1}{384} \frac{(q)L^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(6) \cdot 6000^4}{210000 \cdot (3892 \cdot 10^4)} = 2,47 \text{ mm} \leq \left[\frac{L}{300} = 20 \text{ mm} \right]$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.

Sollecitazioni:

Si valutano, dunque, le sollecitazioni nella sezione di appoggio che è quella maggiormente caricata:

$$V_{Ed} = \frac{(1,3g + 1,5g' + 1,5q)L}{2} = \frac{(1,3 \cdot 0,307 + 1,5 \cdot 8 + 1,5 \cdot 6) \cdot 6}{2} = 64,2 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -\frac{(1,3g + 1,5g' + 1,5q)L^2}{12} = -\frac{(1,3 \cdot 0,307 + 1,5 \cdot 8 + 1,5 \cdot 6) \cdot 6^2}{12} = -64,2 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere come area resistente a taglio:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 3912 - 2 \cdot 120 \cdot 9,8 + (6,2 + 2 \cdot 15) 9,8 = 1914,76 \text{ mm}$$

La resistenza di calcolo, per questo caso in cui si ha assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1914,76 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 247,42 \text{ kN}$$

quindi, confrontando:

$$V_{Ed} (64,2 \text{ kN}) < V_{c,Rd} (247,42 \text{ kN})$$

la verifica a taglio risulta soddisfatta. Inoltre

$$V_{Ed} = 64,2 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd} = 0,5 \cdot 247,42 = 123,71 \text{ kN}$$

pertanto si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione che vale:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6 \cdot 235}{1,05} = 82,05 \text{ kNm}$$

infine, confrontando:

$$M_{Ed} (64,2 \text{ kNm}) < M_{y,Rd} (82,05 \text{ kNm})$$

le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

6.8.2 Applicazione 2

Verificare la trave di copertura in Fig.6.10 realizzata con un profilo IPE 360 in acciaio S 235 e lunga $L = 8 \text{ m}$. Le azioni concentrate P sono pari alla somma di due

contributi: le azioni permanenti $G = 10 \text{ kN}$ e le azioni accidentali $Q = 12 \text{ kN}$. Nei punti di applicazione degli enti concentrati e nei pressi degli appoggi sono esclusi fenomeni di instabilità locale, in più, gli appoggi sono dotati di forchette torsionali che impediscono cinematismi di tipo torcenti in tali zone. Considerare il peso proprio dell'elemento g pari a 0 .

Caratteristiche de profilo IPE 360:

$h = 360 \text{ mm}$

$b = 170 \text{ mm}$

$a = 8,0 \text{ mm}$

$e = 12,7 \text{ mm}$

$r = 18,0 \text{ mm}$

raggi di inerzia:

$i_y = 150 \text{ mm}$

$i_z = 38 \text{ mm}$

$A = 7273 \text{ mm}^2$

$I_y = 16265 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

$I_z = 1043,4 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

$W_{y,pl} = 1019 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

$W_{y,el} = 903,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

$J_t = 33,1 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

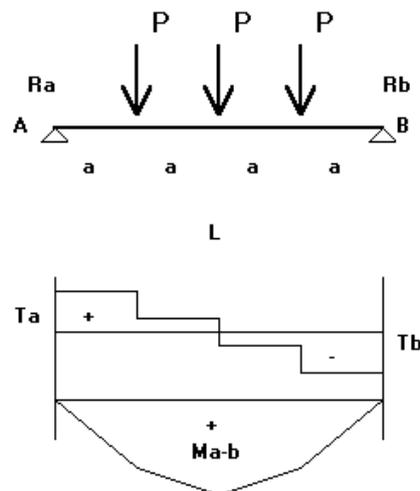
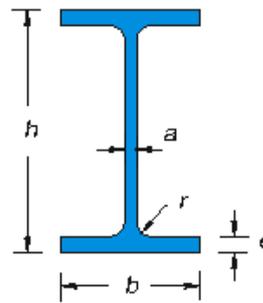


Fig. 6.10.

Per classificare il profilo si valutano le seguenti quantità:

$$\text{Ala: } (c/t_f) = (c/e) = \left(\frac{170 - 8 - 2 \cdot 18}{2 \cdot 12,7} \right) = 4,96 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$

$$\text{Anima: } (c/t_w) = (c/a) = ([360 - 2 \cdot 12,7 - 2 \cdot 18] / 8) = 37,33 \leq 72\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$



essendo $\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 1$; il profilo IPE 360, è di classe I.

Verifiche di deformabilità:

L'abbassamento massimo, per lo schema di Fig. 6.10, si valuta come:

$$\delta_{\max} = \frac{19}{384} \frac{(G+Q)L^3}{EI} = \frac{19}{384} \frac{(10000+12000) \cdot 8000^3}{210000 \cdot (16265 \cdot 10^4)} = 16,32 \text{ mm} \leq \left[\frac{L}{200} = 40 \text{ mm} \right]$$

ipotizzando nulla un'eventuale controfreccia iniziale.

Nei confronti dei soli carichi accidentali infine si esegue la seguente verifica:

$$\delta_{\max,2} = \frac{19}{384} \frac{Q \cdot L^3}{EI} = \frac{19}{384} \frac{12000 \cdot 8000^3}{210000 \cdot (16265 \cdot 10^4)} = 8,9 \text{ mm} \leq \left[\frac{L}{250} = 32 \text{ mm} \right]$$

Le verifiche di deformabilità risultano dunque soddisfatte.

Sollecitazioni:

Vengono calcolate le massime sollecitazioni di progetto:

$$V_{Ed} = \frac{3}{2} (1,5 \cdot G + 1,5 \cdot Q) = \frac{3 \cdot (1,5 \cdot 10 + 1,5 \cdot 12)}{2} = 49,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -\frac{(1,5 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot L}{2} = -\frac{(1,5 \cdot 10 + 1,5 \cdot 12) \cdot 8}{2} = 132 \text{ kNm}$$

Verifiche di resistenza

L'area resistente a taglio, per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si calcola come:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r)t_f = 7273 - 2 \cdot 170 \cdot 12,7 + (8 + 2 \cdot 18) \cdot 12,7 = 3513,8 \text{ mm}^2$$

La resistenza di calcolo, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{3513,8 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 454 \text{ kN}$$

Confrontando quindi le azioni sollecitanti e le resistenze si ha:

$$V_{Ed} (49,5 \text{ kN}) < V_{c,Rd} (454 \text{ kN})$$

la verifica a taglio risulta soddisfatta. Risulta inoltre

$$V_{Ed} = 49,5 \text{ kN} \leq [0,5 \cdot V_{c,Rd} = 0,5 \cdot 454 = 227 \text{ kN}]$$

pertanto si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,05} = 228 \text{ kNm}$$

Infine, verificando che risulta:

$$M_{Ed} (132 \text{ kNm}) < M_{y,Rd} (228 \text{ kNm})$$

si accerta il rispetto della verifica di resistenza a flessione.

Verifiche di stabilità:

La costante di ingobbamento per profili ad I o ad H, senza irrigidimenti di bordo, si valuta mediante la relazione seguente:

$$J_{\omega} = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{1043,4 \cdot 10^4 \cdot (360 - 12,7)^2}{4} = 314,6 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Si può fare riferimento alle formule dalla (6.47) alla (6.56), per la soluzione con l'Eurocodice e per la soluzione con la Norma nazionale.

Approccio con NTC

Formule :

(6.47) (6.51) (6.52) (6.53) (6.54) (6.55)

$L=8\text{m}$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi}{8000} \sqrt{210000 \cdot 1043,4 \cdot 10^4 \cdot 80769 \cdot 33,1 \cdot 10^4} \sqrt{1 + \left(\frac{3,14}{8000}\right)^2 \frac{210000 \cdot 314,6 \cdot 10^9}{80769 \cdot 33,1 \cdot 10^4}} =$$

$$= 126.36 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{126.36 \cdot 10^6}} = 1.3766$$

$$f = 1 - 0.5(1 - 0.94) \left[1 - 2(1.3766 - 0.8)^2 \right] = 0.99$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left(1 + 0.49(1.3766 - 0.4) + 0.75 \cdot 1.3766^2 \right) = 1.45$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.99} \frac{1}{1.45 + \sqrt{1.45^2 - 0.75 \cdot 1.3766^2}} = 0.4439$$

$$\left[\chi_{LT} < 1 ; \chi_{LT} < \left(\frac{1}{1.3766^2 \cdot 0.99} = 0.533 \right) \right]$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.4439 \cdot 1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.05} = 101.243 \text{ kNm}$$

La verifica non è soddisfatta: infatti:

$$M_{Ed} = 132 \text{ kNm} > M_{b,Rd} = 101.243 \text{ kNm}$$

La soluzione costruttiva che può essere adoperata per raggiungere il livello di sicurezza necessario consiste ad esempio nell'inserire a metà lunghezza della trave un vincolo capace di impedire la rotazione torsionale della trave ovvero la traslazione laterale. Tale intervento fa sì che nel calcolo la lunghezza libera di inflessione laterale si dimezzi.

Verifica di stabilità per il nuovo schema con luce dimezzata per l'inserimento del vincolo intermedio: $L=4\text{ m}$

Il coefficiente ψ deve essere ridefinito essendo cambiato il diagramma del momento sul tratto di trave sul quale si effettua la verifica (metà della trave iniziale. In pratica si tratta di un diagramma spezzato (bilineare) con valori:

$$\begin{aligned} x=0 & \quad M=0 \\ x=1/2 & \quad M=3/8 \text{ Pl} \\ x=1 & \quad M=1/2 \text{ Pl} \end{aligned}$$

Assumendo cautelativamente un diagramma lineare del momento che include il diagramma effettivo con $M_B = 2/8 \text{ Pl}$, si ottiene $M_B = M_A/2$: e di conseguenza

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{1}{2} + 0.3 \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^2 = 1.3$$

$$M_{cr} = 1.3 \frac{\pi}{4000} \sqrt{210000 \cdot 1043,4 \cdot 10^4 \cdot 80769 \cdot 33,1 \cdot 10^4} \sqrt{1 + \left(\frac{3,14}{4000}\right)^2 \frac{210000 \cdot 314,6 \cdot 10^9}{80769 \cdot 33,1 \cdot 10^4}} =$$

$$= 392.30 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{392.30 \cdot 10^6}} = 0.7813$$

$$f = 1 - 0.5(1 - 0.94) \left[1 - 2(0.7813 - 0.8)^2 \right] = 0.97$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left(1 + 0.49 \cdot (0.7813 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.7813^2 \right) = 0.8223$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.97} \frac{1}{0.8223 + \sqrt{0.8223^2 - 0.75 \cdot 0.7813^2}} = 0.7425$$

$$\left[\chi_{LT} < 1; \chi_{LT} < \left(\frac{1}{0.7813^2 \cdot 0.97} = 1.68 \right) \right]$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.7425 \cdot 1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.05} = 169.32 \text{ kNm}$$

La verifica risulta adesso soddisfatta:

$$M_{Ed} = 132 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = 169.32 \text{ kNm}$$

Approccio con EC3

Formule :

$$(6.47) (6.50) (6.53) (6.56)$$

$$L=8\text{m}$$

$$k=1, k_\omega=1, z_g=0$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi}{8000} \right)^2 210000 \cdot 1043.4 \cdot 10^4 \sqrt{\left(\frac{314.6 \cdot 10^9}{1043.4 \cdot 10^4} \right)^2 + \left(\frac{8000}{3.14} \right)^2 \frac{80769 \cdot 33.1 \cdot 10^4}{210000 \cdot 1043.4 \cdot 10^4}} = \\
 &= 126.36 \text{ kNm} \\
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{126.36 \cdot 10^6}} = 1.3766 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \left(1 + 0.49(1.3766 - 0.4) + 0.9 \cdot 1.3766^2 \right) = 1.592 \\
 \chi_{LT} &= \frac{1}{1.592 + \sqrt{1.592^2 - 0.9 \cdot 1.3766^2}} = 0.3996 \\
 M_{b,Rd} &= \frac{0.3996 \cdot 1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.05} = 91.135 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

La verifica non è soddisfatta: infatti:

$$M_{Ed} = 132 \text{ kNm} > M_{b,Rd} = 91.135 \text{ kNm}$$

La soluzione costruttiva che può essere adoperata per raggiungere il livello di sicurezza necessario consiste come detto nell'inserire a metà lunghezza della trave un vincolo capace di impedire la rotazione torsionale della trave ovvero la traslazione laterale. Tale intervento fa sì che nel calcolo la lunghezza libera di inflessione laterale si dimezzi.

Verifica di stabilità per il nuovo schema con luce dimezzata per l'inserimento del vincolo intermedio: $L=4 \text{ m}$

$$k=1, k_{\omega}=1, z_g=0$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= 1.132 \left(\frac{\pi}{4000} \right)^2 210000 \cdot 1043.4 \cdot 10^4 \sqrt{\left(\frac{314.6 \cdot 10^9}{1043.4 \cdot 10^4} \right)^2 + \left(\frac{4000}{3.14} \right)^2 \frac{80769 \cdot 33.1 \cdot 10^4}{210000 \cdot 1043.4 \cdot 10^4}} = \\
 &= 341.609 \text{ kNm} \\
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{341.609 \cdot 10^6}} = 0.8373 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \left(1 + 0.49(0.8373 - 0.4) + 0.9 \cdot 0.8373^2 \right) = 0.9226 \\
 \chi_{LT} &= \frac{1}{0.9226 + \sqrt{0.9226^2 - 0.9 \cdot 0.8373^2}} = 0.7185
 \end{aligned}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.7185 \cdot 1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.05} = 163.851 \text{ kNm}$$

La verifica risulta adesso soddisfatta:

$$M_{Ed} = 132 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = 163.851 \text{ kNm}$$

6.8.3 Applicazione 3

Per lo schema in Fig. 6.11 si progetti il profilo necessario a soddisfare le verifiche di sicurezza, ipotizzando una sezione di acciaio S 235. La trave è soggetta ad un sovraccarico permanente g' di 90 kN/m e ad uno accidentale q di 150 kN/m , la luce L di ogni singola campata è pari a 3 m . La trave sostiene una soletta che la vincola nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale.

Sollecitazioni:

I momenti flettenti, nelle sezioni A, B e C, valgono:

$$M_{Ed} = -\frac{1,1 \cdot (1,5g' + 1,5q)L^2}{12} = -\frac{1,1 \cdot (1,5 \cdot 90 + 1,5 \cdot 150) \cdot 3^2}{12} = -297 \text{ kNm}$$

mentre in campata:

$$M_{Ed} = \frac{1,1 \cdot (1,5g' + 1,5q)L^2}{24} = \frac{1,1 \cdot (1,5 \cdot 90 + 1,5 \cdot 150) \cdot 3^2}{24} = 148,5 \text{ kNm}$$

Le caratteristiche delle sollecitazioni vengono incrementate di un coefficiente amplificativo $1,1$, considerando forfaitariamente il peso proprio dell'elemento da progettare.

Progetto:

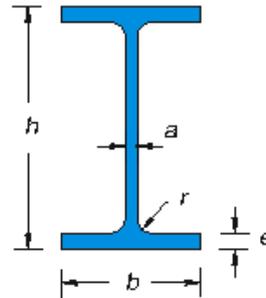
Con riferimento alla verifica di resistenza a flessione, e ipotizzando di progettare un elemento di classe III, si può ricercare il modulo di resistenza che l'elemento deve avere:

$$W = \frac{\gamma_{M0} M_{Ed}}{f_{yk}} = \frac{1,05 \cdot 297 \cdot 10^6}{235} = 1327 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Si sceglie, dunque, una IPE450 con le caratteristiche geometriche riportate di seguito.

Caratteristiche de profilo IPE 450:

- $h = 450 \text{ mm};$
- $b = 190 \text{ mm};$
- $a = 9,4 \text{ mm};$
- $e = 14,6 \text{ mm};$
- $r = 21,0 \text{ mm};$
- $A = 9882 \text{ mm}^2;$
- $I_y = 33740 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$
- $I_z = 1676 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$
- $g = 0,776 \text{ kN/m}.$



$$W_{el,y} = 1500 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1701 \text{ cm}^3$$

$$A_v = 9882 - 2 \cdot 190 \cdot 14,6 + (2 \cdot 21 + 9,4) \cdot 14,6 = 5084 \text{ mm}^2$$

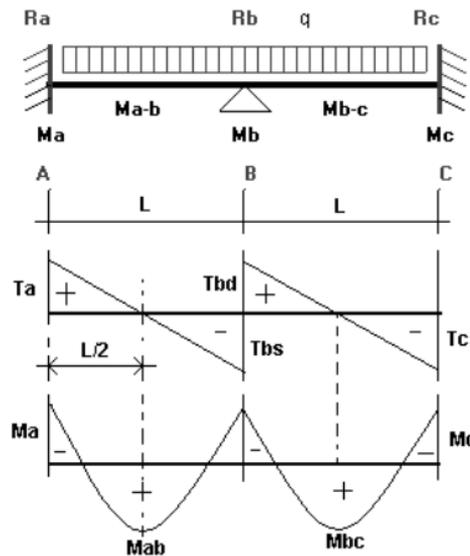


Fig. 6.11.

Verifiche di deformabilità:

L'abbassamento massimo per lo schema di Fig.6.11:

$$\delta_{\max} = \frac{1}{384} \frac{(g + g' + q)L^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(0,776 + 90 + 150) \cdot 3000^4}{210000 \cdot (33740 \cdot 10^4)} = 0,72 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = 12 \text{ mm}$$

Nei confronti dei soli carichi accidentali si esegue la seguente verifica:

$$\delta_2 = \frac{1}{384} \frac{(q)L^4}{EI} = \frac{1}{384} \frac{(150) \cdot 3000^4}{210000 \cdot (33740 \cdot 10^4)} = 0,44 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 10 \text{ mm}$$

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte.

Per le verifiche di resistenza, si valuta in che classe di appartenenza si trova il profilo:

$$\text{Ala: } (c/t_f) = (c/e) = \left(\frac{190 - 9,4 - 2 \cdot 21}{2 \cdot 14,6} \right) = 4,75 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$

$$\text{Anima: } (c/t_w) = (c/a) = \left(\frac{[450 - 2 \cdot 14,6 - 2 \cdot 21]}{9,4} \right) = 40,30 \leq 72\varepsilon \quad \text{Classe I;}$$



con $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$; il profilo IPE 450, sollecitato in flessione appartiene alla classe I.

Verifiche di resistenza

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere come area resistente a taglio:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 9882 - 2 \cdot 190 \cdot 14,6 + (9,4 + 2 \cdot 21) 14,6 = 5084 \text{ mm}^2$$

per cui la resistenza di calcolo, in assenza di torsione, si calcola come:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5084 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 656,9 \text{ kN} \text{ e confrontandola col taglio di progetto, pari a:}$$

$$V_{Ed} = \frac{(1,3g + 1,5g' + 1,5q)L}{2} = \frac{(1,3 \cdot 0,776 + 1,5 \cdot 90 + 1,5 \cdot 150) \cdot 3}{2} = 541,5 \text{ kN}$$

la verifica a taglio risulta dunque soddisfatta.

Essendo $V_{Ed} = 541,5 \text{ kN} > 0,5 \cdot V_{c,Rd} = 0,5 \cdot 656,9 = 328,4 \text{ kN}$, il taglio influenza la resistenza a flessione della sezione. In primo luogo si calcola il coefficiente

$$\text{riduttivo } \rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = \left[\frac{2 \cdot 541,5}{656,9} - 1 \right]^2 = 0,42.$$

La resistenza convenzionale a flessione, in presenza di un taglio sollecitante significativo (superiore alla metà della resistenza tagliante), vale per sezioni ad I:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{\left[1701 \cdot 10^3 - \frac{0,42 \cdot 5084^2}{4 \cdot 9,4} \right] 235}{1,05} = 316 \text{ kNm}$$

infine, confrontando:

$$M_{y,V,Rd} (323,7 \text{ kNm}) > M_{Ed}^{\max} (264,07 \text{ kNm}), \text{ la verifica risulta soddisfatta.}$$

Capitolo 7

MEMBRATURE TENSO PRESSO INFLESSE

7.1 Introduzione

Una sezione trasversale di una membratura metallica è sottoposta a sforzi di tenso/presso-flessione quando l'azione assiale che la sollecita non risulta applicata nel suo baricentro geometrico. Ad esempio, le sezioni di aste tese o compresse soggette anche a carichi trasversali risultano soggette a presso-tenso-flessione. Una colonna di un capannone in acciaio che ha lo scopo di resistere a carichi assiali e ad eventuali azioni laterali (quali vento o sisma), è un classico esempio di membratura presso-inflessa.

Inoltre, la necessità di definire per i profili in Classe 4 una sezione "efficace" trascurando le parti più compresse della sezione nominale, induce eccentricità geometriche che determinano stati di tensione di presso-tenso-flessione deviata anche quando l'azione assiale risulti applicata nel baricentro geometrico della sezione nominale.

Dal punto di vista della complessità delle azioni applicate sulla generica sezione la tenso/presso-flessione può essere:

retta: sforzo normale di calcolo N_{Ed} , associato ad un momento flettente agente in uno dei due piani principali d'inerzia M_{Ed} ;

deviata: sforzo normale di progetto N_{Ed} , associato ad una flessione deviata, somma di due componenti flettenti ($M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$).

Per le sezioni presso-tenso-inflesse vanno condotte verifiche di resistenza nelle quali si controlli che le tensioni prodotte dalle caratteristiche della sollecitazione applicate non superino i corrispondenti valori di progetto. Inoltre, per gli elementi presso-inflessi è necessario condurre pure verifiche di stabilità, spesso limitative soprattutto nei casi di aste di rilevante snellezza.

In definitiva, la contestuale applicazione di un'azione assiale N_{Ed} e di due componenti flettenti, $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$, determina stati di sollecitazione diversi e generalmente più gravosi rispetto a quelli derivanti dall'applicazione di una sola di tali sollecitazioni. A tal riguardo vari criteri di resistenza o formule di interazione per sforzi combinati vengono proposti dal D.M. 14/01/2008 e riportati nel seguito.

7.2 Verifiche di resistenza elementi tenso/presso-inflessi

7.2.1 Tenso/presso-flessione retta

Per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica si conduce controllando che il momento di progetto, M_{Ed} , risulti minore del momento resistente plastico, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto agente, $M_{N,Rd}$:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1 \tag{7.1}$$

Nel caso di una sezione rettangolare piena, il momento resistente ridotto è dato da (§ 7.4.1):

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = M_{pl,Rd} \cdot [1 - n^2] \tag{7.2}$$

in cui $M_{pl,Rd}$ e $N_{pl,Rd}$ rappresentano la capacità portante per sola flessione e per sola azione assiale, definite nei precedenti capitoli ed $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$.

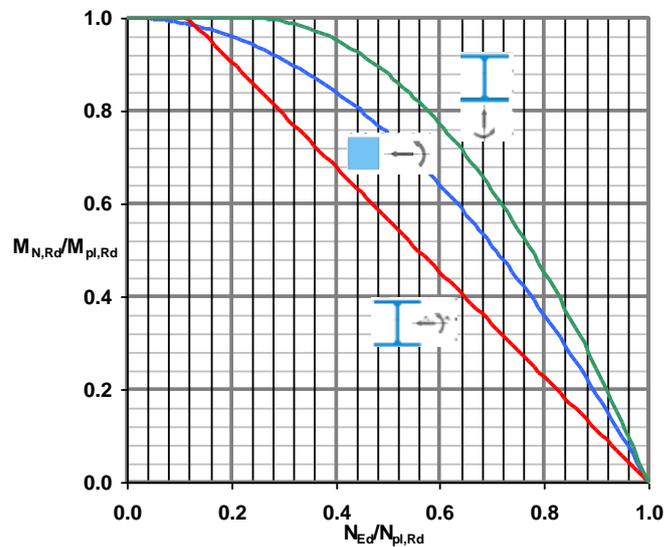


Fig. 7.1: Dominio di resistenza sforzo normale – momento plastico per una generica sezione rettangolare e per una sezione HEB 280 presso-inflessa nel piano delle ali e dell'anima.

Per le sezioni ad *I* o ad *H*, di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a tenso-presso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] \leq M_{pl,y,Rd} \quad (7.3)$$

Per le sezioni ad *I* o ad *H* di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a tenso/presso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$\begin{aligned} M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} && \text{per } n \leq a, \\ M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] && \text{per } n > a \end{aligned} \quad (7.4a, b)$$

essendo $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima, $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali e posto:

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A \leq 0,5 \quad (7.5, b)$$

in cui A è l'area lorda della sezione, b è la larghezza delle ali, t_f è lo spessore delle ali.

La Fig. 7.1 rappresenta i domini di resistenza sforzo normale – momento ultimo plastico per una generica sezione rettangolare (Eq. 7.2) e per una sezione HEB 280 presso-inflessa nel piano dell'anima (Eq. 7.3) e delle ali (Eq. 7.4). Per quanto attiene le sezioni in classe 3 e 4 in pressoflessione retta vale quanto segue per la tenso-pressoflessione deviata.

7.2.2 Tenso/presso-flessione retta

La condizione di resistenza, per sezioni di classe 1 e 2, ad *I* o ad *H* doppiamente simmetriche, soggette a tenso-presso-flessione deviata, può essere valutata come:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 \quad (7.6)$$

con $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,2$. Nel caso in cui $n < 0,2$, e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta, cautelativamente, controllando che:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right) \leq 1 \quad (7.7)$$

I domini in Fig. 7.2 e 7.3 rappresentano, rispettivamente, il criterio di resistenza in tenso/presso-flessione per sezioni ad I o H doppiamente simmetriche e per sezioni generiche.

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a tenso-presso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche, secondo la seguente espressione:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed}}{W_z} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (7.8)$$

dove N_{Ed} è lo sforzo normale di progetto mentre $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ sono le azioni flettenti di calcolo. La sezione reagente è da considerare con l'eventuale presenza di fori.

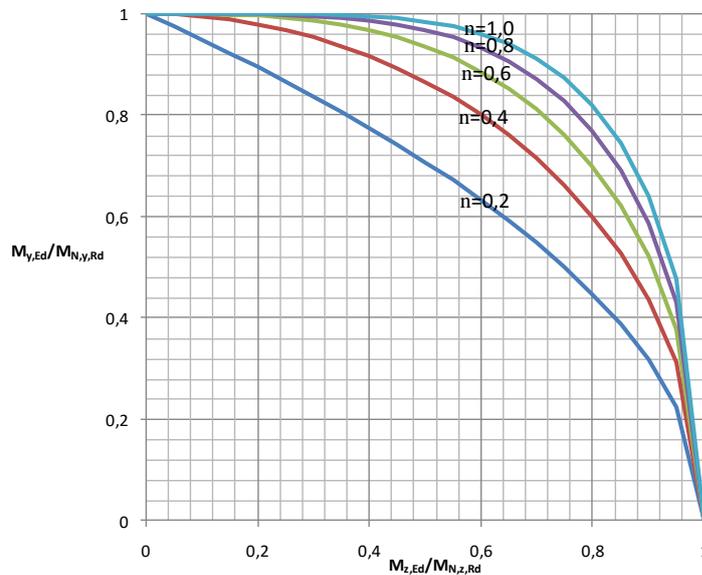


Fig. 7.2: Dominio di resistenza in tenso/presso-flessione composta per sezione ad I o H.

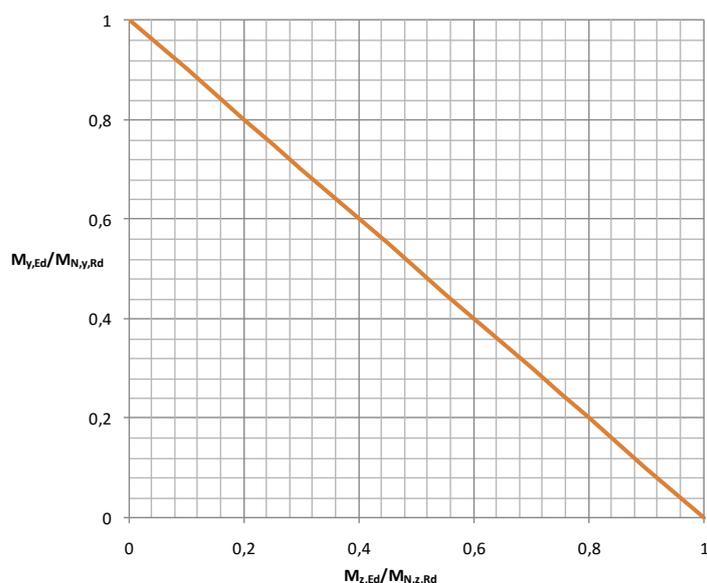


Fig. 7.3: Dominio di resistenza in tenso/presso-flessione composta per sezioni generiche.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica utilizzando le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale (disposizioni, sulle caratteristiche efficaci della sezione, riportate in UNI EN1993-1-5: 2001) e considerando l'eventuale presenza dei fori:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_y} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_z} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad (7.9)$$

e_{Ny} ed e_{Nz} rappresentano le eccentricità tra la sezione nominale e la sezione di progetto (§ 5.2).

7.2.3 Compresenza di azioni taglianti

Se presenti, nel calcolo del momento flettente resistente, devono essere considerati gli effetti degli sforzi di taglio. Nel caso in cui il taglio di calcolo, V_{Ed} , sia inferiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio, $V_{c,Rd}$, la resistenza a flessione (con sforzo normale agente) della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso-flessione prima viste. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk} \text{ in cui:}$$

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (7.10)$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica. Le verifiche in campo elastico, per stati di sforzo combinati (per esempio, coesistenza di tenso/presso-flessione e taglio più eventuale torsione), si eseguono con riferimento al criterio di resistenza di Von Mises, quindi rispettando che:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (7.11)$$

dove $\sigma_{x,Ed}$ è la tensione normale nel punto in esame, agente in direzione dell'asse della membratura che si calcola attraverso l'espressione trinomia di Navier:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{yEd}}{W_y} + \frac{M_{zEd}}{W_z} \quad (7.12)$$

τ_{Ed} è la tensione tangenziale (da taglio, torsione o somma di entrambi) nel punto in esame. Per i profili di classe 4 si adoperano, nelle espressioni (7.11) e (7.12), le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale, considerando gli incrementi di azioni flettenti per via delle eccentricità aggiuntive di calcolo (tra sezione lorda e sezione efficace reagente).

7.3 Verifiche di stabilità elementi presso-inflessi

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi presso-inflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di stabilità a pressoflessione. In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito (D.M. 14/01/2008).

7.3.1 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 soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed}}{W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \quad (7.13)$$

dove χ_{min} è il minimo fattore χ , definito per le verifiche di stabilità nel caso di membrature compresse (Eq. 5.15 §5.3) e 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.

$M_{yeq,Ed}$ e $M_{zeq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare in verifica, che, per ogni asse principale di inerzia, valgono:

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed}, \quad (7.14)$$

nel caso che il momento flettente vari lungo l'asta, essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione:

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}. \quad (7.15)$$

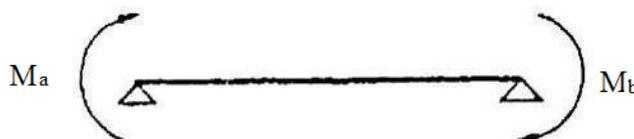


Fig. 7.4: Trave soggetta a momenti di estremità per la definizione di $M_{eq,Ed}$.

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile lineare tra i valori di estremità M_a e M_b , con $|M_a| \geq |M_b|$, (Fig. 7.4), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore:

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a. \quad (7.16)$$

Al fine di evitare fenomeni d'instabilità flessio-torsionali, bisogna verificare che sia rispettata la seguente espressione:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed}}{W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \quad (7.17)$$

in cui z è l'asse debole, mentre χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, definito nel caso di retta flessione (Eq. 6.50 e 6.51 in §6.7).

Nel caso di sezioni di classe 4, vanno considerate le caratteristiche geometriche efficaci della sezione e gli incrementi di sollecitazioni flettenti dovute ad e_{N_y} ed e_{N_z} , eccentricità tra la sezione nominale e la sezione efficace di progetto.

7.3.2 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:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_z} &\leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_z} &\leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} \end{aligned} \quad (7.18a, b)$$

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 plastici per le sezioni di classe 1 e 2.

Per sezioni di classe 4 le (7.18) vanno modificate inserendo A_{eff} (area efficace della sezione) al posto di A , $W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ (moduli resistenti efficaci) al posto di W_y e W_z . In più vanno aggiunti degli incrementi di momento flettente $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ per effetto di un incremento di eccentricità dell'azione normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace:

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{N,z} \quad \text{e} \quad \Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{N,y}, \quad (7.19a, b)$$

dove $e_{N,y}$ ed $e_{N,z}$ sono le distanze del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.

I coefficienti di interazione k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} sono dati in Tab. 7.I, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione. In Tab. 7.II sono riportati i valori per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati in dette tabelle dipendono dai coefficienti α_{m_y} , α_{m_z} per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z , rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT} , per l'instabilità flessio-torsionale e dipendono dal tipo di carico e dall'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale (Tab. 7.III).

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

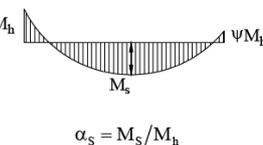
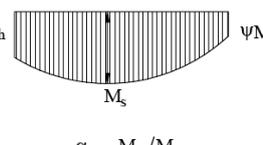
Tab. 7.1: Coefficiente di interazione per verifiche di stabilità a pressoflessione, per elementi con modesta deformabilità torsionale

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 Sezioni cave	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ $\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed} \neq 0$, $k_{zy} = 0$ ($M_{z,Ed} = 0$).			

Tab. 7.II: Coefficienti di interazione per verifiche di stabilità a pressoflessione, per 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_{xy}	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{xy}	$\left(1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(\alpha_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,05 \cdot N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(\alpha_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(\alpha_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1 \cdot N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(\alpha_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{xy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left(1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{(\alpha_{mLT} - 0,25) \cdot \chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Tab. 7.III: Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a pressoflessione.

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

7.4 Approfondimenti teorici

7.4.1 Determinazione del dominio di resistenza $M-N$ per una sezione rettangolare

Si consideri una sezione rettangolare (Fig. 7.5) di un'asta presso-inflessa, ovvero tenso-inflessa, realizzata in acciaio con legame monoassiale elasto-plastico ideale a deformazioni ultime indefinite.

La sezione è di classe 1 oppure 2; le deformazioni nel materiale raggiungono valori elevati in fase post-elastica e si suppone che le tensioni raggiungano i valori massimi in trazione e compressione per ogni fibra. Dunque, nell'ipotesi di conservazione della sezione piana e plasticizzazione di tutte le fibre, la ricerca dell'asse neutro si effettua attraverso un semplice equilibrio alla traslazione tra tensioni interne ed azione esterna (Fig. 7.5), N_{Ed} :

$$(b \cdot x - b \cdot (h - x)) \cdot f_{yd} = N_{Ed} \quad (7.20)$$

in cui b è la base della sezione, h è l'altezza, x è la posizione dell'asse neutro ed f_{yd} la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio.

Dividendo l'espressione (7.20) per la capacità portante connessa allo sforzo normale, $N_{pl,Rd} = b \cdot h \cdot f_{yd}$, si ottiene:

$$\frac{2 \cdot x}{h} - 1 = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = n \Rightarrow \frac{x}{h} = \frac{1}{2}(1+n) \quad (7.21)$$

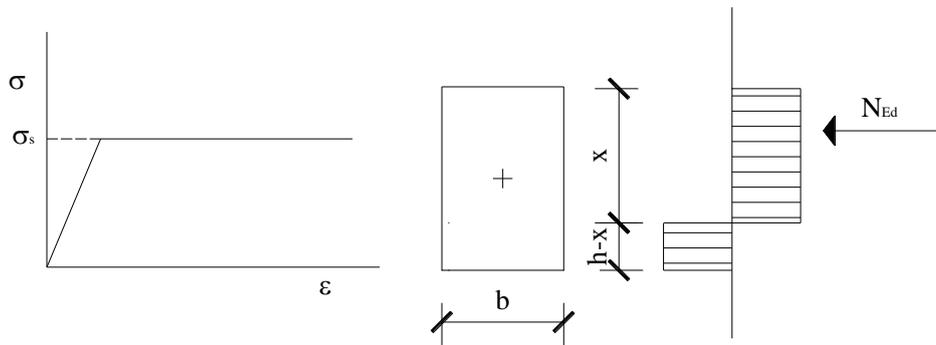


Fig. 7.5: Sezione rettangolare soggetta a pressoflessione.

Il momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto, $M_{N,Rd}$, per equilibrio alla rotazione, è uguale a:

$$M_{N,Rd} = [b \cdot (h-x) \cdot (h - (h-x))] \cdot f_{yd} \quad (7.22)$$

da cui semplificando:

$$M_{N,Rd} = b \cdot (h-x) \cdot x \cdot f_{yd} \quad (7.23)$$

e dividendo per $M_{pl,Rd} = b \cdot h^2 / 4 \cdot f_{yd}$, momento plastico per sola azione flettente, si ottiene:

$$\frac{M_{N,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 4 \cdot (1-x/h) \cdot \frac{x}{h} \quad (7.24)$$

Sostituendo l'espressione (7.21) nella (7.24), si ottiene:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot [2 - (1+n)] \cdot [1+n] \quad (7.25)$$

Tale espressione (7.25) può essere riscritta nel modo seguente:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1-n^2). \quad (7.26)$$

Rimane così dimostrata la relazione (7.2) che fornisce il valore di $M_{N,Rd}$, momento resistente ridotto per la presenza dello sforzo assiale, nel caso di una sezione rettangolare piena assunta di classe 1 o 2.

7.5 Applicazioni

7.5.1 Applicazione 1

Verificare la trave in Fig.7.6 realizzata con un profilo IPE 220 in acciaio S 235. La trave viene sollecitata da un'azione di progetto $F_d = 20 \text{ kN}$ e da uno sforzo normale di calcolo $P = 75 \text{ kN}$. In Fig.7.6, $a = 2,5 \text{ m}$ e $b = 3 \text{ m}$. Si ipotizzi trascurabile il peso proprio dell'elemento.

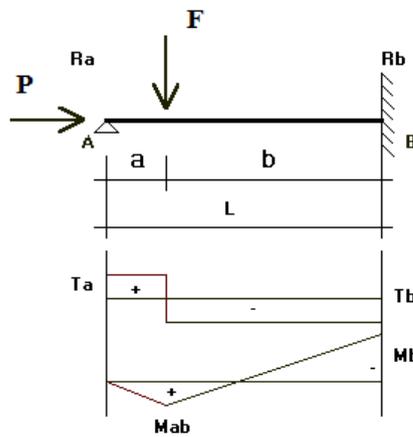
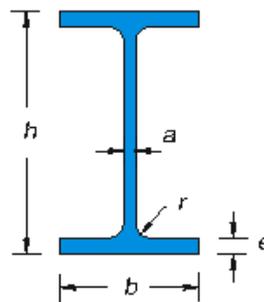


Fig. 7.6.

Caratteristiche de profilo IPE 220:

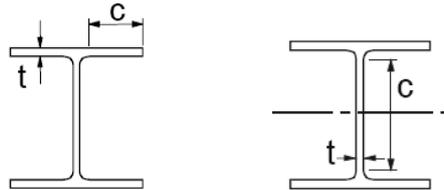
- $h = 220 \text{ mm};$
- $b = 110 \text{ mm};$
- $a = 5,9 \text{ mm};$
- $e = 9,2 \text{ mm};$
- $r = 12,0 \text{ mm};$
- $A = 3340 \text{ mm}^2;$
- $I_y = 2772 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$
- $I_z = 205 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$
- $W_{pl,y} = 285 \text{ cm}^3$
- $W_{el,y} = 252 \text{ cm}^3$
- $J_t = 9,07 \text{ cm}^3$



Classificazione profilo:

Si valutano i rapporti di snellezza dell'ala e dell'anima per classificare il profilo:

$$\text{Ala: } (c/t_f) = (c/e) = \left[\left(\frac{110 - 5,9 - 2 \cdot 12}{2} \right) / 9,2 \right] = 4,35 \leq 10\varepsilon \quad \text{Classe 1;}$$



$$\text{Anima: } (c/t_w) = (c/a) = \left[(220 - 2 \cdot 9,2 - 2 \cdot 12) / 5,9 \right] = 30,10 \leq 72\varepsilon \quad \text{Classe 1;}$$

in cui $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$. Il profilo IPE 220, sollecitato in presso-flessione appartiene dunque alla classe I.

Sollecitazioni:

Il taglio nei punti A e B si calcola come di seguito:

$$V_{Ed,A} = \frac{F \cdot b^2 \cdot (a + 2 \cdot L)}{2 \cdot L^3} = \frac{20 \cdot 3^2 \cdot (2,5 + 2 \cdot 5,5)}{2 \cdot 5,5^3} = 7,30 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,B} = F - V_{Ed,A} = 20 - 7,30 = 12,70 \text{ kN}$$

I momenti flettenti massimi in campata AB e sull'appoggio B, valgono:

$$M_{Ed,AB} = \frac{F \cdot a \cdot b^2 \cdot (a + 2 \cdot L)}{2 \cdot L^3} = \frac{20 \cdot 2,5 \cdot 3^2 \cdot (2,5 + 2 \cdot 5,5)}{2 \cdot 5,5^3} = 18,26 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,B} = -\frac{F \cdot a \cdot b \cdot (a + L)}{2 \cdot L^2} = -\frac{20 \cdot 2,5 \cdot 3 \cdot (2,5 + 5,5)}{2 \cdot 5,5^2} = -19,83 \text{ kNm}$$

Verifica di resistenza a taglio:

I profilati IPE caricati nel piano dell'anima assumono come area resistente a taglio:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f =$$

$$= 3340 - 2 \cdot 110 \cdot 9,2 + (5,9 + 2 \cdot 12) 9,2 = 1591,1 \text{ mm}$$

La resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1591,1 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 205,6 \text{ kN}$$

quindi, confrontando:

$$[\max |V_{Ed}| = 12,70 \text{ kN}] < [V_{c,Rd} = (205,6 \text{ kN})]$$

si osserva che la verifica a taglio risulta soddisfatta. Si noti che il taglio resistente risulta essere più del doppio di quello sollecitante, pertanto non bisogna considerare la riduzione di resistenza nella verifica a presso-flessione.

Verifica di resistenza a presso-flessione:

In primo luogo si calcola la resistenza a compressione semplice della sezione:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3340 \cdot 235}{1,05} = 747,5 \text{ kN}$$

Ciò consente di valutare il valore dimensionale n :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 75 / 747,5 = 0,1 ;$$

il coefficiente adimensionale a , vale:

$$a = (A - 2bt_f) / A = \frac{(3340 - 2 \cdot 110 \cdot 9,2)}{3340} = 0,394 \leq 0,5 .$$

La capacità flessionale, ridotta per la compresenza dello sforzo normale, vale:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,05} \cdot \left[\frac{(1-0,1)}{(1-0,5 \cdot 0,394)} \right] = 71,49 \text{ kNm}$$

che non può eccedere il valore:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M1}} = \frac{285 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,05} = 63,79 \text{ kNm}$$

Essendo:

$$\frac{\max |M_{Ed}|}{M_{N,Rd}} = \frac{19,83}{63,79} = 0,31 \leq 1,$$

la verifica di resistenza risulta, dunque, soddisfatta.

Verifica di stabilità:

I carichi critici euleriani, secondo l'asse forte e quello debole, valgono rispettivamente:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2772 \cdot 10^4}{(0,8 \cdot 5500)^2} = 2967 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 205 \cdot 10^4}{(0,8 \cdot 5500)^2} = 219,5 \text{ kN},$$

da cui le snellezze adimensionalizzate, rispetto ai due assi, valgono:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{3340 \cdot 235}{2967}} = 0,512$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{3340 \cdot 235}{219,5}} = 1,891$$

Per la valutazione del coefficiente di riduzione χ in una sezione IPE, in cui $h/b = 2 > 1,2$ con $t_f \leq 40 \text{ mm}$, va adoperata la curva di stabilità a (Fig. 5.7, § Cap. 5), per il caso di inflessione attorno l'asse forte (asse y-y) e la curva b per un'inflessione attorno l'asse debole (asse z-z).

Inflessione attorno all'asse forte, y-y:

$$\bar{\lambda}_y = 0,512;$$

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,21$, riferito alla curva di stabilità a ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (0,512 - 0,2) + 0,512^2 \right] = 0,664$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,664 + \sqrt{0,664^2 - 0,512^2}} = 0,9205$$

Inflessione attorno all'asse debole, z - z :

$$\bar{\lambda}_z = 1,891,$$

fattore d'imperfezione, $\alpha = 0,34$, riferito alla curva di stabilità b ;

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (1,891 - 0,2) + 1,891^2 \right] = 2,576$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2,576 + \sqrt{2,576^2 - 1,891^2}} = 0,2313$$

Il minimo dei coefficienti di riduzione χ , vale:

$$\chi_{\min} = \min[0,9205; 0,2313] = 0,2313$$

La costante di ingobbamento per profili ad I o ad H, senza irrigidimenti di bordo, è valutata mediante la relazione:

$$J_{\omega} = \frac{I_z \cdot (h - t_f)^2}{4} = \frac{205 \cdot 10^4 \cdot (220 - 9,2)^2}{4} = 22,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Il coefficiente di lunghezza efficace k_{ω} , nei confronti dell'ingobbamento ad un'estremità, è pari a $0,7$ nel caso appoggiato-incastro; k è il coefficiente di lunghezza efficace nei confronti delle rotazioni nel piano ed è pari a $0,7$ per travi appoggiate-incastro; l'eccentricità tra carico agente e centro di taglio $z_g = 0$.

Dalla Tab. 6.VII (§ Cap. 6) si sceglie il valore del coefficiente $C_1 = 2,092$:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_{\omega}}\right)^2 \frac{J_{\omega}}{I_z} + \frac{(kL)^2 G J_t}{\pi^2 E I_z}} = \\ &= \frac{2,092 \pi^2 210000 \cdot 205 \cdot 10^4}{(0,7 \cdot 5500)^2} \sqrt{\frac{22,7 \cdot 10^9}{205 \cdot 10^4} + \frac{(0,7 \cdot 5500)^2 80769 \cdot 9,07 \cdot 10^4}{\pi^2 210000 \cdot 205 \cdot 10^4}} = 114,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Calcolo della snellezza adimensionalizzata:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{285 \cdot 10^3 \cdot 235}{114,7 \cdot 10^6}} = 0,764$$

Per una sezione IPE 220, in cui $h/b = 220/110 = 2 \leq 2$, $\alpha_{LT} = 0,34$ (fattore di imperfezione ottenuto dalla curva b secondo le indicazioni riportate in Tab. 6. IV e V del Cap. 6).

Il coefficiente $\bar{\lambda}_{LT,0}$ può essere assunto pari a 0,4 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate). Il coefficiente β può essere assunto pari a 0,75 (valore che si adotta per profili ad I o ad H); si può assumere il fattore correttivo k_c pari a 0,82 (Tab. 6.VI, § Cap. 6). Il fattore f , che considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso, è definito dalla formula:

$$\begin{aligned} f &= 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] = \\ &= 1 - 0,5(1 - 0,82) \left[1 - 2,0(0,764 - 0,8)^2 \right] = 0,91 \\ \Phi_{LT} &= 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = \\ &= 0,5 \left[1 + 0,34(0,764 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,9141^2 \right] = 0,897 \end{aligned}$$

infine:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,91} \cdot \frac{1}{0,897 + \sqrt{0,897^2 - 0,75 \cdot 0,764^2}} = 0,797$$

coefficiente riduttivo che non può essere più grande di:

$$\chi_{LT} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} = \frac{1}{0,764^2} \cdot \frac{1}{0,91} = 1,88 \end{cases}$$

Il momento flettente equivalente da considerare in verifica, per ogni asse principale di inerzia, si calcola tramite il momento medio:

$$M_{m,Ed} = \left| \frac{18,26 - 19,83}{2} \right| = 0,785$$

quindi:

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} = 1,3 \cdot 0,785 = 1,02 \text{ kNm}$$

con la limitazione:

$$0,75 \cdot M_{\max,Ed} = 14,87 \text{ kNm} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{\max,Ed} = 19,83 \text{ kNm}$$

La verifica di stabilità si effettua nella seguente maniera:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} A} + \frac{M_{y,eq,Ed}}{\chi_{LT} W_y \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} &= \frac{75 \cdot 10^3}{0,2313 \cdot 3340} + \frac{14,87 \cdot 10^6}{0,797 \cdot 285 \cdot 10^3 \left(1 - \frac{75 \cdot 10^3}{2967 \cdot 10^3}\right)} = \\ &= 164 \text{ N / mm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{235}{1,05} = 223 \text{ N / mm}^2 \end{aligned}$$

La verifica di stabilità risulta, pertanto, soddisfatta.

Capitolo 8

STRUTTURE COMPOSTE

ACCIAIO-CALCESTRUZZO

8.1 Principi generali

8.1.1 Premessa

Con il nome di strutture composte acciaio-calcestruzzo vengono indicate usualmente tutte quelle combinazioni strutturali costituite da parti metalliche e parti in calcestruzzo come, ad esempio, travi metalliche a parete piena con solette in c.a., colonne in profilati metallici inglobati in getti di calcestruzzo armato, tubi metallici riempiti di calcestruzzo, lamiere grecate con getto collaborante in calcestruzzo.

Le travi composte acciaio-calcestruzzo rappresentano la tipologia strutturale in cui è più frequente e, probabilmente, più vantaggioso l'uso combinato dei due materiali.

In tale tipologia strutturale la trave metallica, generalmente a doppio T con ali uguali o disuguali, viene solidarizzata con una sovrastante soletta in calcestruzzo mediante appositi organi metallici (connettori). Pertanto la trave composta è costituita da tre parti che richiedono differenti controlli statici:

- la trave metallica;
- la soletta in calcestruzzo;
- i connettori trave-soletta.

L'idea di utilizzare in forma combinata i due materiali non è certo recente, ma solo il superamento del problema di assicurare una perfetta solidarietà tra le due componenti anche per valori elevati dei carichi, diede il via alle pratiche realizzazioni (ponte sullo Steinbach, 1935-

36), succedutesi, numerosissime e sempre più ardite, sulla scorta di studi teorici e processi tecnologici via via più perfezionati.

Tali realizzazioni hanno interessato inizialmente quasi esclusivamente il campo delle strutture da ponte, in cui l'adozione del sistema composto acciaio-calcestruzzo risulta nettamente competitivo, rispetto al cemento armato precompresso, per luci superiori ai 50 m o quando la tortuosità dei tracciati stradali non consente il trasporto e quindi l'utilizzo di travi prefabbricate in c.a.p. prefabbricate di grande luce. Il sistema composto è altresì utilizzabile in edifici pubblici e privati in presenza di solai di grande luce ed in tutti i casi in cui si vogliono conseguire risultati di resistenza e leggerezza.

Nella Fig. 8.1 e Fig. 8.2 si riportano alcuni schemi di sezioni tipo per ponti a struttura composta acciaio-calcestruzzo.

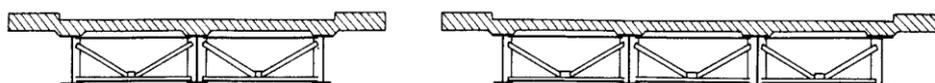


Fig. 8.1: Sezioni tipo di ponti di acciaio-calcestruzzo

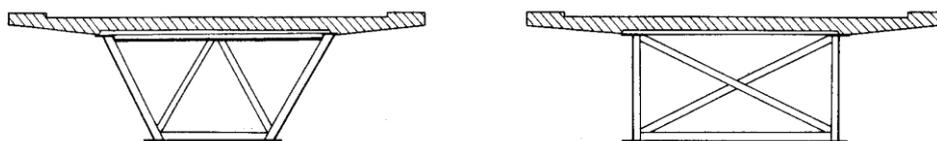


Fig. 8.2: Altre sezioni tipiche di ponti a struttura composta

Occorre premettere allo studio statico della sezione la considerazione che sono possibili nelle travi diversi approcci costruttivi:

- a) costruzione delle solette con travi metalliche integralmente puntellate;
- b) costruzione delle solette con travi metalliche parzialmente puntellate;
- c) costruzione delle solette con travi metalliche non puntellate.

Mentre nel caso a) tutti i carichi vengono, in campo elastico, sostenuti dalla trave composta e quindi la soletta è sempre collaborante, nei casi b) e c) parte delle azioni esterne sollecita esclusivamente la trave metallica.

In quest'ultimo caso le sollecitazioni sulla soletta derivano solo da parte dei carichi, mentre la trave metallica deve essere verificata sovrapponendo stati tensionali in cui la stessa trave reagisce da sola, peso proprio e peso della soletta, e stati tensionali dovuti ai carichi successivi e variabili.

Anche la verifica dei connettori è condizionata dalla stessa problematica in quanto questi sono sollecitati a taglio solo dai carichi che sollecitano anche la soletta.

Tuttavia va sottolineato che nelle verifiche allo s.l.u. il procedimento costruttivo seguito ha scarsa rilevanza in quanto la capacità portante ultima della trave dipende dalla resistenza ultima della sezione che a sua volta non dipende dallo stato tensionale elastico iniziale.

I problemi che le singole parti componenti introducono nella verifica sono molteplici.

La soletta ha un comportamento reologico i cui effetti sono esaltati dalla solidarizzazione con la parte metallica, indenne da tale fenomenologia nei livelli usuali di sollecitazione.

La instabilità locale delle parti metalliche rappresenta un ulteriore aspetto che influenza il dimensionamento di ali ed anime delle travi, specialmente su schemi a trave continua dove le zone sollecitate a momento negativo presentano piattabande ed anime fortemente compresse.

La verifica dei connettori rappresenta un problema di non agevole analisi teorica in quanto dipendente da stati di sollecitazione complessi con forti concentrazioni di tensione e notevole sensibilità alla ripetizione dei carichi.

La larga sperimentazione effettuata ha consentito la definizione di metodi di dimensionamento affidabili riportati nelle moderne normative nazionali ed europee.

Nel seguito, dopo aver richiamato gli elementi principali della analisi elastica e plastica delle sezioni composte, si tratta in successione il problema delle travi continue e delle verifiche di servizio.

8.1.2 Aspetti generali della statica

L'unione di due elementi, soletta e trave, costituiti da materiali di ben differenti proprietà meccaniche, comporta l'insorgere di particolari problemi sia sotto il profilo tecnologico sia sotto quello teorico. Possiamo perciò distinguere:

1) problemi tecnologici riguardanti la realizzazione degli organi meccanici per la solidarizzazione tra trave e soletta, atti a resistere alle azioni di scorrimento e a garantire la piena solidarietà tra le parti, fino alla rottura che, per il pieno sfruttamento dell'azione composta, deve preferibilmente presentarsi sotto forma di collasso dell'elemento nel suo insieme, e non come distacco e rottura di una delle due parti componenti;

2) problemi di calcolo, per la valutazione degli sforzi sotto carichi permanenti tenendo conto dei fenomeni di viscosità, cui fatalmente è soggetto il calcestruzzo.

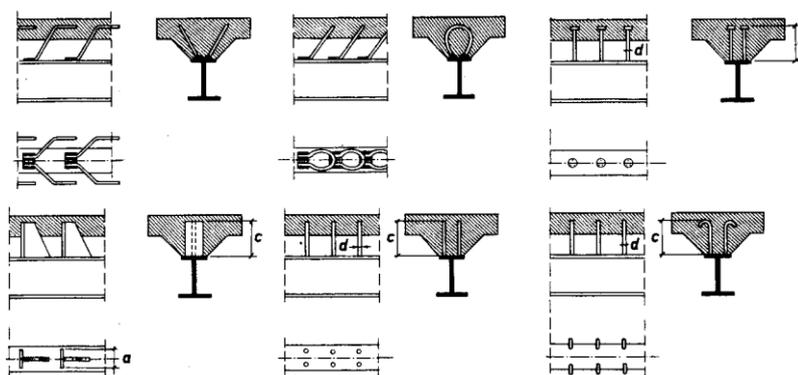


Fig. 0.3: Vari tipi di connettori fra soletta e trave d'acciaio

Per quanto si riferisce al primo punto, il collegamento soletta-trave viene solitamente realizzato mediante opportuni connettori metallici, che nelle travi composte sono generalmente

saldati sulla piattabanda superiore della trave di acciaio e successivamente immersi nella soletta di calcestruzzo. Tali connettori possono assumere forme diverse ed in particolare si distinguono in sistemi duttili e rigidi. Alcuni tra i tipi più frequenti sono illustrati nella Fig. 0.3. La loro verifica si basa comunque sul calcolo dello sforzo di scorrimento al livello della corda $b-b$ di separazione tra le due parti collegate (Fig. 8.4) e sulla valutazione della resistenza del sistema di connessione lato acciaio e lato calcestruzzo. Tale calcolo può essere eseguito ipotizzando un comportamento elastico o plastico dei connettori

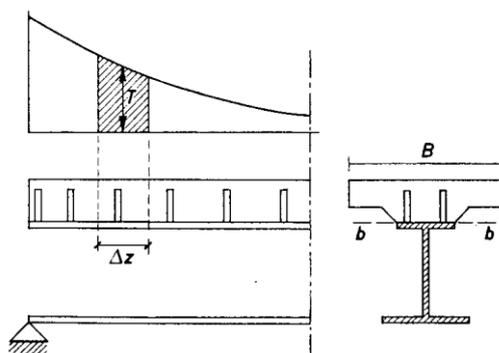


Fig. 8.4: Schema di verifica strutturale dei connettori

Nel caso di collegamenti realizzati con barre tonde saldate al laminato, considerazioni analoghe a quelle che si svolgono nella teoria convenzionale del cemento armato portano a disporre le barre inclinate rispetto all'asse della trave.

Tenendo in conto il taglio V_{Ed} dovuto ai carichi che agiscono sulla sezione composta, ossia applicati una volta che sia già intervenuta la solidarietà strutturale tra soletta e trave (nella soluzione non puntellata si tratta del taglio dovuto ai carichi mobili, alle sovrastrutture ed alle opere complementari), si ha in campo elastico un valore ΔS dello sforzo di scorrimento nel tratto Δz fornito da:

$$\Delta S_{Ed} = \frac{V_{Ed} S_x}{I_x} \Delta z = \tau b \Delta z \quad (8.1)$$

dove le caratteristiche S_x e I_x sono valutate con riferimento alla sola sezione reagente (escludendo l'eventuale area di calcestruzzo teso).

[...]

Tenendo conto della estesa gamma di connettori utilizzabili, si evidenzia come la problematica del dimensionamento dei connettori deve tener conto del problema complesso della interazione tra acciaio e calcestruzzo che assume forme diverse in dipendenza della forma dei connettori e dello loro rigidità. Le normative tecniche specifiche forniscono per i più diffusi tipi di connettori formule di origine sperimentale per la determinazione del massimo sforzo di taglio trasmissibile dal singolo connettore. Le più moderne normative affiancano generalmente due espressioni, l'una relativa alla rottura lato calcestruzzo e l'altra relativa alla rottura lato acciaio, ed hanno una impostazione agli stati limite.

Ad esempio le norme CNR 10016/ 2000 introducono vari tipi di connessioni:

- connessioni a taglio
- connessioni a staffa
- connessioni composte da connettori a taglio ed a staffa
- connessioni ad attrito.

Tra i connettori a taglio i più diffusi sono quelli a piolo. La loro resistenza viene determinata dal minore dei due valori:

$$P_{Rd} = 0.80 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (8.4)$$

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v \quad (8.5)$$

dove:

$$\alpha = 0,2 [(h/d)+1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4 \quad \text{ovvero } \alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4$$

in cui h e d sono rispettivamente altezza e diametro del piolo con $d \leq 25.4$ mm

$$\gamma_v = 1,25 \quad (\text{coefficiente parziale di sicurezza})$$

$$f_u = \text{resistenza ultima a trazione del materiale del piolo non superiore a } 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica del calcestruzzo della soletta collegata}$$

Le relazioni (8.4) e (8.5) sono applicabili al caso di pioli muniti di testa collegati da un cordone <normale> di saldatura, intendendosi per tale una saldatura che realizza la fusione tra materiale di apporto e gambo del piolo, con un cordone di diametro medio non minore di 1,25d, di altezza media non minore di 0,2d ed altezza minima non minore di 0,15d.

Soddisfatte che siano le varie verifiche di resistenza dei connettori, si è in pratica garantita la collaborazione trave-soletta, che porterà i due elementi a lavorare mutuamente fino alla rottura del complesso.

Per quanto attiene al comportamento reologico del calcestruzzo, esso è responsabile di deformazioni viscosi nel calcestruzzo della soletta sotto l'azione di carichi permanenti, con una conseguente trasmigrazione di sforzi da questa ultima alla trave metallica. In altre parole, la ripartizione iniziale, tra soletta e trave, dell'azione flettente dovuta ai carichi presenti, si modifica al progredire delle deformazioni viscosi nel calcestruzzo, determinando un aggravio di sollecitazione per la trave metallica, mentre le tensioni nella soletta tendono a diminuire.

8.2 Verifiche sezionali in campo elastico e plastico

8.2.1 Generalità

Il calcolo delle tensioni flessionali in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo si svolge sostanzialmente sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato. Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente n di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{n} \quad \text{con } n = \frac{E_a}{E_c} \quad (8.2)$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto del tipo di carico che produce le tensioni che si vogliono determinare. Infatti mentre nel c.a. si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ($n=15$) che tiene forfaitariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto in casi diversi. Di conseguenza per carichi variabili, non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione n_o assume il valore base:

$$n_o = \frac{E_s}{E_c} \quad (8.3)$$

In via semplificata i valori assegnabili sono pertanto:

- $n_o = 5$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=600$ daN/cm²,
- $n_o = 6$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=450$ daN/cm²,
- $n_o = 7$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=350$ daN/cm²,
- $n_o = 8$ per calcestruzzi di classe $R_{ck}=250$ daN/cm².

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta, (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica) occorre tener conto della viscosità. A tale scopo si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate, mentre queste ultime in solette solidarizzate a parti metalliche, sono a loro volta funzione delle deformazioni. Tra i metodi algebrizzati il più frequentemente adottato è il metodo EM ovvero del modulo efficace. Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto [$E_t=E_c/(1+\varphi)$] che è coerente con la teoria classica della viscosità nella ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo. In ogni caso con tale assunzione il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

$$n_t = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + \varphi(t_o, t)) \quad (8.4)$$

essendo $\varphi(t_o, t)$ il coefficiente di viscosità pari al rapporto tra la deformazione viscosa intervenuta nell'intervallo temporale (t_o, t) e la deformazione elastica corrispondente, immaginata costante nel tempo e pari a quella finale.

Nel metodo EM gli effetti tensionali del ritiro vengono poi valutati separatamente e sommati ai rimanenti dovuti ai carichi permanenti e variabili, adottando un coefficiente di omogeneizzazione intermedio tra i due visti in precedenza (n_o ed n_t). La ragione di tale assunto è nel fatto che il ritiro, producendo tensioni variabili e crescenti nel tempo produce minori effetti viscosi per effetto del fenomeno dell'invecchiamento del calcestruzzo:

$$n_r = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + 0.5 \cdot \varphi(t_o, t)) \quad (8.5)$$

La giustificazione numerica della relazione precedente si può ottenere attraverso metodi più accurati.

Lo studio delle sezioni deve essere eseguito con diverse metodologie in rapporto alle finalità della analisi. In presenza di azioni di servizio il comportamento della struttura è sostanzialmente elastico salvo la fessurazione delle solette nelle zone sottoposte a momento negativo. In presenza di carichi ultimi il comportamento può essere ancora elastico o più frequentemente elastoplastico ed i metodi di analisi assunti nelle normative assumono in questo caso legami costitutivi rigido-plastici con diagrammi di tensione a blocchi. Tali analisi sono però condizionate dalla capacità dei profili metallici di deformarsi plasticamente senza raggiungere la instabilità delle parti compresse. E' pertanto necessario controllare la snellezza delle parti compresse dei profili metallici libere di instabilizzarsi. Nel seguito si esaminano i metodi di analisi delle sezioni in campo elastico ed in campo plastico.

8.2.2 *Analisi elastica della sezione per azioni istantanee*

La verifica della sezione per azioni di breve durata in presenza di carico di servizio si esegue ordinariamente adottando le seguenti ipotesi:

- perfetta aderenza tra trave metallica e soletta in calcestruzzo (assenza di distacco e di scorrimenti);
- comportamento lineare dell'acciaio e del calcestruzzo in compressione;
- non resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

La prima ipotesi richiede un efficace dimensionamento dei connettori per impedire sia lo scorrimento tra trave e soletta sia il distacco della seconda. L'insieme delle precedenti ipotesi, analoghe a quelle del c.a., consente di utilizzare anche nelle travi composte l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

Con riferimento al tipo di sezione indicato nella Fig. 8.5, per procedere alla scrittura delle relazioni analitiche necessarie alla verifica delle sezioni composte, si distinguono tre casi:

- soletta integralmente compressa;
- soletta parzialmente compressa;
- soletta integralmente tesa nelle zone di momento negativo.

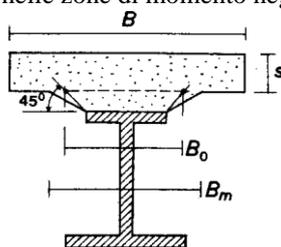


Fig. 8.5: Sezione tipica di struttura mista sollecitata a flessione

Nel primo e nel terzo caso la sezione reagente è nota a priori. La determinazione dell'asse neutro, baricentrico della sezione reagente, si esegue con gli ordinari metodi della geometria delle masse omogeneizzando la parte di sezione in calcestruzzo rispetto all'acciaio.

Indicando con il pedice a, s, c , le aree e le distanze dal bordo superiore rispettivamente del profilato metallico, della armatura metallica longitudinale della soletta ed infine della soletta di calcestruzzo, la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore ed il momento di inerzia valgono:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a y_a + A_s y_s) + A_c y_c}{n \cdot (A_a + A_s) + A_c} \quad (8.6)$$

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{I_c + A_c \cdot (y_n - y_c)^2}{n} \quad (8.7)$$

essendo I_a il momento di inerzia della trave metallica rispetto al proprio baricentro ed I_c, A_c l'inerzia baricentrica e l'area della soletta di calcestruzzo.

In entrambe le espressioni precedenti n rappresenta il coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio rispetto al calcestruzzo, pari, per carichi di breve durata, al rapporto E_s/E_c .

Nelle espressioni (8.6) e (8.7), ponendo pari a zero le quantità relative al calcestruzzo, si ottengono le grandezze meccaniche relative al caso di trave composta con soletta tutta tesa, ovvero, non reagente.

Nel caso di soletta parzializzata (soletta parzialmente compressa), la posizione del baricentro meccanico si ottiene imponendo che il momento statico della sezione reagente composta dalla trave metallica, dalla armatura della soletta e dalla parte compressa della soletta stessa, sia pari a zero; tale condizione, con i simboli introdotti e con b_c larghezza della soletta, si scrive:

$$\frac{b_c \cdot y_n^2}{2 \cdot n} + A_s \cdot (y_n - y_s) - A_a \cdot (y_a - y_n) = 0 \quad (8.8)$$

L'equazione di 2° grado sopra descritta, semplificata, diventa:

$$y_n^2 + \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a + A_s) \cdot y_n - \frac{2 \cdot n}{b_c} \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s) = 0 \quad (8.9)$$

La soluzione dell'equazione precedente si scrive:

$$y_n = \frac{n \cdot (A_a + A_s)}{b_c} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s)}{n \cdot (A_a + A_s)^2}} \right) \quad (8.10)$$

che è identica alla espressione ottenuta nella sezione rettangolare a doppia armatura indicando con A_a l'armatura tesa, con A_s l'armatura compressa, con y_a altezza utile della sezione (corrispondente nella flessione alla distanza del baricentro del profilo dal bordo superiore della soletta) e con y_s il copriferro.

Il momento di inerzia della sezione nel caso di soletta parzializzata, si scrive:

$$I_n = I_a + A_a \cdot (y_n - y_a)^2 + A_s \cdot (y_n - y_s)^2 + \frac{b_c \cdot y_n^3}{3 \cdot n} \quad (8.11)$$

Il calcolo delle tensioni si effettua con la formula di Navier per la flessione, omogeneizzando le tensioni del solo calcestruzzo. Le tensioni rilevanti sono quella estrema

della soletta (σ_c), dell'armatura (σ_s), degli estremi inferiore (σ_{ai}) e superiore (σ_{as}) della trave metallica. Tali tensioni si scrivono:

$$\sigma_c = \frac{M}{n \cdot I_n} \cdot y_n \quad (8.12)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - y_s) \quad (8.13)$$

$$\sigma_{a,s} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h_c) \quad (8.14)$$

$$\sigma_{a,i} = \frac{M}{I_n} \cdot (y_n - h) \quad (8.15)$$

essendo h_c ed h le distanze del bordo inferiore e superiore della trave metallica dall'estremo superiore della trave composta.

Nelle verifiche a taglio, le tensioni tangenziali vanno calcolate, nel calcestruzzo, sulle corde $a-a$, $b-b$, mentre per l'acciaio dovrebbe eseguirsi una più accurata ricerca ai fini della determinazione della tensione ideale massima, σ_{idmax} . In effetti, per gli abituali tipi di sezione, quest'ultimo tipo di verifica può eseguirsi, con sufficiente approssimazione, affidando tutto il taglio all'anima del laminato e calcolando la tensione tangenziale media nell'acciaio (Fig. 8.6):

$$\tau_{am} = \frac{T}{s_0 h'} \quad (8.16)$$

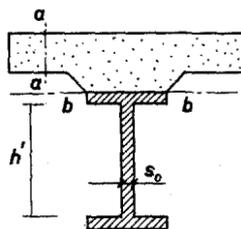


Fig. 8.6: Sezione mista resistente a taglio

Con riferimento alla parte di conglomerato, occorre che la tensione massima tangenziale sia inferiore ai valori ammissibili:

$$\tau_c = \frac{TS_x}{I_x b} \quad (8.17)$$

ovvero, se la verifica viene condotta agli stati limite, occorre controllare che la risultante delle tensioni tangenziali V_{sd} a filo ala trave metallica sia minore di V_{Rd1} ovvero compreso tra V_{Rd1} e V_{Rd2} . In questo secondo caso occorre progettare idonea armatura.

8.2.3 Analisi plastica della sezione

La verifica della sezione allo s.l.u. si può eseguire con il metodo plastico per profili di classe 1 e 2 mentre per profili di classe 3 e 4 si può eseguire solo con il metodo elastico. Più in dettaglio, per i profili di classe 3 si considerano reagenti tutte le parti del profilo che, per effetto

del tipo di verifica, si trovano in campo elastico, mentre in presenza di profili di classe 4 occorre considerare una sezione reagente con aree convenzionalmente ridotte rispetto a quelle geometriche per tener conto della instabilità locale. Le caratteristiche delle sezioni appartenenti alle varie classi sono richiamate nel successivo paragrafo 8.5

La verifica della sezione allo s.l.u., nella ipotesi che il profilo metallico sia capace di deformarsi plasticamente senza instabilizzarsi (profili di classe 1 o 2, cfr. paragrafo 8.5) si esegue utilizzando modelli a blocchi delle tensioni (stress block) conservando l'ipotesi, già adottata nella analisi elastica, della conservazione delle sezioni piane, legata essenzialmente alla assenza di scorrimenti tra trave e soletta. Le resistenze di progetto di riferimento sono quella del calcestruzzo (f'_{cd}), dell'acciaio del profilo metallico (f_{ad}), dell'armatura della soletta (f_{sd}) nelle zone di momento negativo; secondo l'EC4 tali resistenze valgono:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck}}{1.50} \quad (8.18)$$

$$f_{ad} = \frac{f_{ak}}{\gamma_a} = \frac{f_{ak}}{1.05} \quad (8.19)$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{f_{sk}}{1.15} \quad (8.20)$$

La posizione dell'asse neutro viene determinata imponendo il soddisfacimento dell'equilibrio alla traslazione tra tensioni nella sezione ed azione assiale che, per sezioni inflesse, si traduce nello stabilire l'uguaglianza in valore assoluto tra risultante degli sforzi di trazione e di compressione.

Il miglior sfruttamento dei materiali a momento positivo si ottiene allorché l'asse neutro si colloca sulla linea di separazione tra soletta e profilo metallico. In tal caso, trascurando l'armatura in compressione nella soletta, si ottiene:

$$A_a \cdot f_{ad} = A_c \cdot f'_{cd} \quad (8.21)$$

Al fine di determinare la posizione dell'asse neutro, possono considerarsi tre casi: il primo con un'area del profilo inferiore a quella ottimale fornita dalla (8.19), situazione che comporta un asse neutro interno alla soletta ($y_n < h_c$), i rimanenti due con un'area superiore a quella ottimale con asse neutro che taglia l'ala superiore del profilo o che taglia l'anima.

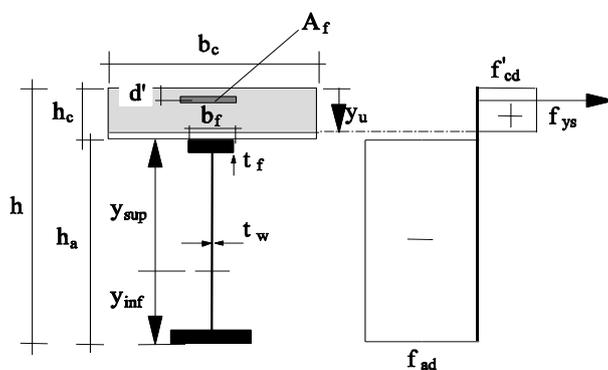


Fig. 8.7: Analisi plastica con asse neutro nello spessore della soletta.

Nel primo caso la posizione dell'asse neutro, che si colloca nello spessore della soletta, ed il momento ultimo, valgono:

$$y_u = \frac{A_a \cdot f_{cd}}{f_{cd} \cdot b_c} \quad (8.22)$$

$$M_{pl,RD} = A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{sup} + h_c - y_u / 2) \quad (8.23)$$

Nel secondo caso, con l'asse neutro che taglia l'ala superiore del profilo metallico, si ottiene:

$$y_u = h_c + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_c \cdot f_{cd}}{2 \cdot b_f \cdot f_{ad}} \quad (8.24)$$

$$M_{pl,RD} = A_c \cdot f_{cd} \cdot (y_u - h_c / 2) + 2 \cdot b_f \cdot (y_u - h_c)^2 / 2 \cdot f_{ad} + A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{sup} + h_c - y_u) \quad (8.25)$$

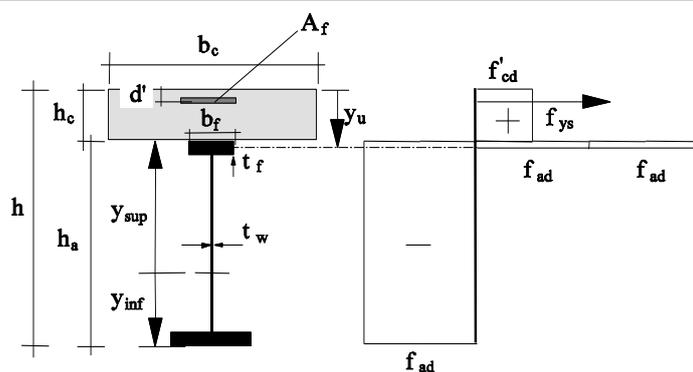


Fig. 8.8: Analisi plastica con asse neutro nello spessore dell'ala superiore.

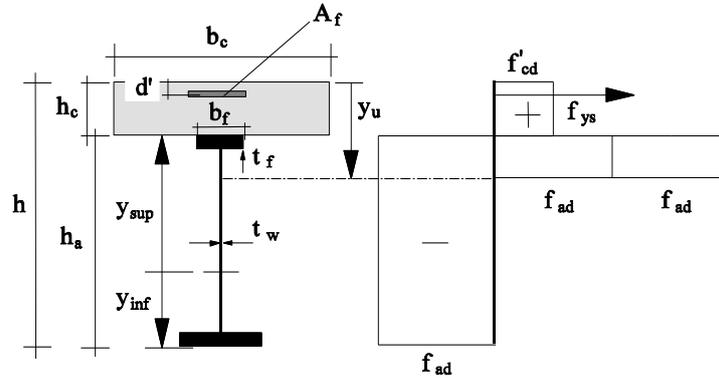


Fig. 8.9: Analisi plastica con asse neutro nell'anima

Nel terzo caso, considerando le zone di raccordo in campo plastico, l'asse neutro ed il momento valgono:

$$y_u = h_c + t_f + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_c \cdot f_{cd} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{ad} - 4A_r \cdot f_{ad}}{2 \cdot t_w \cdot f_{ad}} \quad (8.26)$$

$$M_{pl,RD} = 2 \cdot \left[b_f \cdot t_f \cdot (y_u - h_c - t_f / 2) + t_w \cdot (y_u - h_s - t_f)^2 / 2 \right] \cdot f_{ad} + \\ + 2 \cdot \left[2A_r \cdot (y_u - h_c - t_f - d_r) \right] \cdot f_{ad} + A_c \cdot f_{cd} \cdot (y_u - h_c / 2) + \\ + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - h_u) \cdot f_{ad} \quad (8.27)$$

dove A_r rappresenta l'area di ciascun raccordo anima-ala e d_r la distanza dal bordo inferiore della flangia del baricentro del raccordo.

Nelle zone sottoposte a momento negativo, il momento ultimo si ricava ipotizzando un diagramma ancora a blocchi delle tensioni con riferimento alle parti reagenti della sezione, costituite soltanto dal profilo metallico e dalla armatura della soletta.

Analogamente al caso di soletta compressa, si possono in generale distinguere tre casi:

- asse neutro tangente superiormente al profilo (se $A_f f_{sd} > A_a f_{ad}$);
- asse neutro nell'ala superiore della trave metallica (Fig. 8.10);
- asse neutro nell'anima della trave metallica (Fig. 8.11).

Nel primo caso l'asse neutro è inessenziale alla determinazione del momento ultimo, che vale:

$$M_{pl,RD} = A_a (y_{sup} + h_c - d') \cdot f_{ad} \quad (8.28)$$

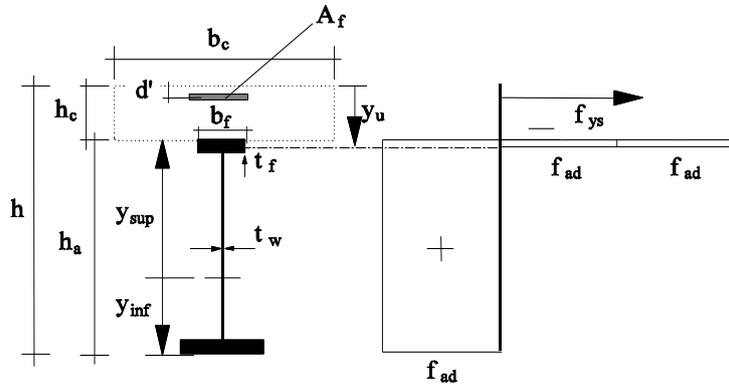


Fig. 8.10: Analisi plastica a momento negativo ed asse neutro nell'ala superiore

Nel secondo caso l'asse neutro ed il momento ultimo valgono rispettivamente:

$$y_u = h_c + \frac{A_a \cdot f_{ad} - A_s \cdot f_{sd}}{2 \cdot b_f \cdot f_{ad}} \quad (8.29)$$

$$M_{pl,Rd} = -2 \cdot \left(b_f \cdot (y_u - h_c) \cdot \left(\frac{h_c + y_u}{2} - d' \right) \right) \cdot f_{ad} + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - d') \cdot f_{ad} \quad (8.30)$$

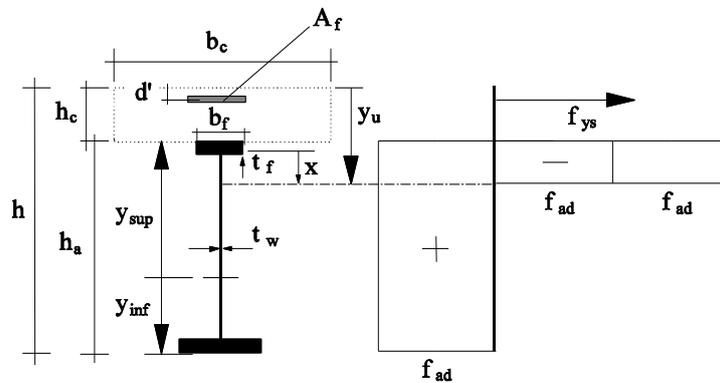


Fig. 8.11: Analisi plastica a momento negativo ed asse neutro nell'ala

Nel terzo caso infine si ottiene:

$$y_u = h_c + t_f + \frac{A_f \cdot f_{ad} - A_s \cdot f_{sd} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{ad} - 4A_r \cdot f_{ad}}{2 \cdot t_w \cdot f_{ad}} \quad (8.31)$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,RD} = & 2 \cdot \left[b_f \cdot t_f \cdot (y_u - h_c - t_f / 2) + t_w \cdot (y_u - h_c - t_f)^2 / 2 \right] \cdot f_{ad} + \\
 & + 2 \cdot \left[2A_r \cdot (y_u - h_c - t_f - d_r) \right] \cdot f_{ad} + \\
 & + A_c \cdot f_{sd} \cdot (y_u - d') + A_a \cdot (y_{sup} + h_c - y_u) \cdot f_{ad}
 \end{aligned} \tag{8.32}$$

Per la verifica a taglio con il metodo plastico deve essere preliminarmente determinato il taglio resistente allo s.l.u. in assenza di flessione.

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} \quad \text{con } \gamma_{MO} = 1,05 \text{ (coefficiente di sicurezza)} \tag{8.33}$$

dove A_v è l'area dell'anima della trave nei profilati a doppio T compreso i raccordi circolari, incrementata di una porzione d'ala adiacente ai raccordi e di spessore pari alla metà dello spessore dell'ala.

$$A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \tag{8.34}$$

Se il taglio sollecitante è inferiore al 50% di V_{Rd} , allora la verifica è soddisfatta e non vi è influenza sulla verifica flessionale.

Se V_{Ed} è maggiore del 50 % di V_{Rd} si deve considerare una resistenza ridotta a flessione.

8.3 Metodi approssimati di calcolo delle travi continue

Le travi composte semplicemente appoggiate rappresentano il più naturale utilizzo della tipologia composta acciaio calcestruzzo in quanto il profilo di acciaio lavora prevalentemente a trazione mentre la soletta è soggetta a sforzi di compressione. Inoltre la flangia potenzialmente compressa, quella superiore, è vincolata alla soletta che è generalmente in grado di contrastare i fenomeni di instabilità locale.

Lo stato limite ultimo si può raggiungere essenzialmente per formazione della cerniera plastica in mezzera della trave, per collasso delle connessioni trave-soletta, ovvero, anche se raramente, per collasso o instabilità a taglio dell'anima del profilo.

Il progetto della sezione deve pertanto assicurare che il momento di progetto sia inferiore al momento ultimo della sezione che, come descritto nel precedente paragrafo 8.2.3, si ricava da diagrammi a blocchi delle tensioni.

Un problema frequente è costituito dalla progettazione della sezione metallica una volta che sia assegnata la soletta. A tale scopo si può determinare una altezza complessiva di tentativo della trave composta sulla base di valutazioni architettoniche o riguardanti la deformabilità flessionale ($L/h = 16-20$), e calcolare l'area del profilo metallico nella ipotesi ottimale di diagramma con profilo metallico completamente plasticizzato in trazione ovvero con asse neutro al limite superiore della soletta metallica o interno alla soletta. Nella ipotesi di profilo simmetrico con soletta rettangolare direttamente poggiata sull'ala superiore della trave metallica, il braccio della coppia interna allo s.l.u. vale $h/2$ e l'area del profilo si ricava dall'equilibrio alla rotazione:

$$A_a = \frac{2 \cdot M_{Ed}}{h \cdot f_{ad}} < \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{ad}} \tag{8.35}$$

Il rispetto del limite superiore è generalmente soddisfatto in quanto le solette sono spesso sovrabbondanti; in ogni caso, nella ipotesi che la verifica non sia soddisfatta per un buon sfruttamento della trave metallica occorre incrementare la soletta o l'altezza della trave.

La conoscenza dell'area della trave consente di scegliere il profilo con l'area assegnata nell'ambito di quelli di altezza prossima a quella ipotizzata.

Seguendo il criterio di progetto illustrato, l'asse neutro in condizioni ultime è sempre contenuto nella soletta. Se le correzioni all'area della soletta o all'altezza della trave per rispettare la disuguaglianza indicata non sono perseguibili, si possono ottenere soluzioni con l'ala superiore del profilo sollecitata a compressione.

Al riguardo, imponendo che il momento complessivo sia maggiore di quello della trave valutato cautelativamente come somma del momento ultimo del profilo da progettare più lo sforzo ultimo della soletta per un braccio ridotto ($h_c/2$), si ottiene:

$$M_{pl,Rd} \geq M_{pl,a} + f_{cd} \cdot A_c \cdot h_c / 2 \quad (8.36)$$

Da tale relazione si può agevolmente ricavare il momento plastico del profilo risolvendo rispetto al momento plastico della trave la precedente relazione scritta in forma di uguaglianza:

$$M_{pl,a} = M_{pl,Ed} - A_c \cdot h_c \cdot f_{cd} / 2 \quad (8.37)$$

Possono pertanto verificarsi le due situazioni tipiche per la sezione composta soggetta a momento positivo nella ipotesi di completa interazione, la prima con asse neutro interno all'ala superiore del profilo, la seconda con asse neutro nell'anima del profilo.

Mentre nelle travi isostatiche il calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi non è per definizione influenzato dalla variazione delle inerzie lungo l'asse delle travi ed inoltre le distorsioni interne come quelle connesse al ritiro non modificano le reazioni vincolari, nelle travi continue entrambi i fenomeni determinano comportamenti significativamente non lineari che possono essere studiati con analisi iterative al passo, generalmente poco proponibili nella pratica progettuale.

Infatti la fessurazione delle zone sottoposte a momento negativo determina una variazione dell'inerzia lungo l'asse della trave essendo la parte fessurata di inerzia inferiore a quella della parte compressa integra.

D'altra parte la viscosità ed il ritiro, determinando curvature anelastiche distribuite prevalentemente nelle zone sottoposte a momento positivo, modificano lo stato di sollecitazione e quindi l'entità delle zone fessurate.

Sono pertanto state introdotte dalla normativa tecnica (EC4) modelli di analisi approssimati capaci di tener conto della parte prevalente degli effetti non lineari. I metodi proposti sono essenzialmente due: analisi elastica a trave non fessurata [*analisi non fessurata*] ed analisi elastica fessurata [*analisi fessurata*]. I due metodi differiscono per il grado di complessità e per il livello di precisione raggiungibile, entrambi crescenti dal primo al secondo metodo.

Nel primo metodo, l'analisi delle sollecitazioni sugli schemi iperstatici viene effettuata ipotizzando travi ad inerzia costante, pari a quella delle sezioni non parzializzate soggette a momento positivo. I momenti negativi ottenuti vengono ridotti con coefficienti che tengono conto del tipo di analisi che si intende seguire (elastica, elastica con redistribuzione dei momenti) e della classe del profilo.

E' infatti evidente che in presenza di un comportamento elastico delle armature lo scostamento dalla linearità sarà più contenuto, essendo generalmente assenti le deformazioni plastiche delle parti metalliche. D'altra parte assegnare un coefficiente di redistribuzione molto minore dell'unità richiede deformazioni plastiche rilevanti delle sezioni critiche, sedi di deformazioni plastiche, che sono compatibili solo con classi di profili caratterizzate da buone capacità duttili.

In pratica, i coefficienti di riduzione minimi adottabili per i momenti negativi δ sono riportati nella seconda colonna della Tab. 8.1 (cfr. Tabella 5.1, EC4 draft 1° gennaio 2002):

Classe profilo	Analisi elastica fessurata	Analisi elastica non fessurata
I	0,75	0,60
II	0,85	0,70
III	0,90	0,80
IV	1,00	0,90

Tab. 8.1: Coefficienti di riduzione in funzione della classe della sezione

Ovviamente quando si adottino tali coefficienti riduttivi, è necessario per l'equilibrio incrementare coerentemente i momenti in campata. A più bassi coefficienti di redistribuzione corrispondono pertanto maggiori momenti positivi e minori armature integrative sulle solette nelle zone a momento negativo. Minori momenti negativi determinano inoltre profili più leggeri qualora il momento negativo sia determinante nella progettazione.

Il secondo metodo consiste nel fissare a priori la distribuzione delle zone fessurate. Esse sono individuate nelle zone adiacenti agli appoggi intermedi delle travi continue aventi lunghezza $0,15 L$. Le travi sono pertanto divise in due zone, la prima integra soggetta prevalentemente a momento positivo, la seconda fessurata soggetta prevalentemente a momento negativo.

Questo secondo metodo si presta anche a tener conto in maniera più precisa degli effetti lenti, viscosità e ritiro, che riguardano essenzialmente le zone delle travi soggette a momento positivo con soletta reagente.

Il primo metodo proposto consente di pervenire a sollecitazioni delle sezioni abbastanza vicine a quelle di verifica senza un preventivo dimensionamento della trave metallica e, quindi, è facilmente utilizzabile nel progetto delle sezioni.

Per la generica campata, noti i momenti minimi e massimi, il progetto del profilo può essere fatto seguendo per il momento positivo la stessa procedura descritta per la trave in semplice appoggio. Per il momento negativo, ridotto eventualmente mediante un adeguato coefficiente di redistribuzione, occorre progettare l'armatura integrativa: tale progettazione si effettua determinando l'asse neutro a partire dall'equilibrio delle forze interne alla rotazione intorno all'armatura integrativa. Per asse neutro che taglia l'anima si ottiene:

$$A_a \cdot f_{ad} \cdot (y_{\text{sup}} + h_c - d') - 2 \cdot \left[(b_f \cdot t_f) \cdot (h_c + t_f / 2 - d') \right] \cdot f_{ad} + \quad (0.38)$$

$$+ 2 \cdot (x \cdot t_w) \cdot (h_c + t_f + x / 2 - d') \cdot f_{ad} = M_{pl,Sd}^{(-)}$$

essendo x la distanza dell'asse neutro dall'estremo inferiore della flangia tesa.

Determinata l'incognita x , l'area di armatura integrativa si ottiene dall'equilibrio alla rotazione:

$$A_s = \frac{(d_w - 2x) \cdot f_{ad} \cdot t_w}{f_{sd}} \quad (0.39)$$

Nel calcolo delle travi continue occorre anche definire la larghezza collaborante della soletta con criteri diversi a seconda che si valutino deformazioni o si eseguano verifiche tensionali. In quest'ultimo caso la larghezza collaborante può essere intesa come la larghezza della soletta per la quale le tensioni massime nella sezione, trattata ipotizzando la conservazione delle sezioni piane, sono uguali a quelle massime nella trave effettiva, che è invece caratterizzata da un andamento variabile delle tensioni sulle fibre della soletta alla stessa quota. Seguendo le prescrizioni dell'EC4, occorre assumere una diversa larghezza collaborante per il calcolo della struttura iperstatica, e per la verifica delle sezioni nelle zone di momento positivo e negativo. Nel primo caso, la soletta collaborante è limitata superiormente da ciascun lato dell'asse della trave da $l_0/8$ essendo l_0 la zona di momento positivo, assunta pari a $0.7L$ nelle campate intermedie e $0,85 L$ nelle campate di estremità.

Nella verifica delle sezioni occorre considerare nelle zone a momento positivo la stessa larghezza collaborante determinata per il calcolo della struttura iperstatica, mentre nelle zone soggette a momento negativo la larghezza collaborante è limitata da ciascun lato dal rapporto $l_0/8$ con l_0 pari a $0,25 \cdot (L_1 + L_2)$ essendo L_1 ed L_2 le luci delle campate adiacenti all'appoggio in questione.

Le Istruzioni CNR 10016/2000 prescrivono un valore della larghezza efficace calcolabile come segue:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (8.40)$$

in cui b_c rappresenta lo spazio effettivamente occupato dal dispositivo di connessione tra la trave e la soletta; b_{e1} e b_{e2} dipendono invece dalle caratteristiche geometriche della trave composta, dalle condizioni di vincolo e di sollecitazione. Si assume:

$$b_{e1}, b_{e2} = \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{i - b_c}{2}, d - b_c / 2 \right] \quad (8.41)$$

con l_0 pari alla distanza tra i punti di nullo del momento, "i" l'interasse tra le travi, "d" la distanza dal bordo libero per le travi di bordo.

8.4 Progetto dei connettori

Il progetto dei connettori si differenzia a seconda del tipo di calcolo eseguito per la struttura: calcolo elastico, calcolo elastico con redistribuzione dei momenti, calcolo plastico.

Mentre nel primo e nel secondo caso il calcolo dei connettori è basato sullo scorrimento che localmente si produce tra trave metallica e soletta, nel terzo caso il calcolo deve assicurare il trasferimento alla soletta degli sforzi necessari all'equilibrio in condizioni di meccanismo delle sezioni critiche, intese come sezioni in cui si raggiunge il momento plastico positivo o negativo, ovvero, di appoggio di estremità. Nel caso più generale in cui il

carico di progetto non determina il raggiungimento del collasso delle sezioni critiche, il progetto dei connettori si esegue a partire dall'ipotesi di meccanismo determinando i connettori necessari (connettori a completo ripristino di continuità), ed effettuando successivamente una riduzione del numero dei connettori per tener conto delle parziali esigenze statiche connesse al livello di sollecitazione previsto. Tale riduzione è condizionata dalla duttilità dei connettori che sono classificati in duttili e meno duttili.

Nel caso di travi semplicemente appoggiate o nella estremità di una trave continua con appoggio terminale, i connettori tra la sezione di momento massimo e la sezione di momento nullo, devono essere in grado di trasmettere alla soletta il minore tra gli sforzi necessari alla plasticizzazione della soletta e della armatura in essa contenuta da una parte (F_{cf2}), o del profilo dall'altra (F_{cf1}). Nello spazio compreso tra l'appoggio e la sezione di massimo momento devono pertanto essere disposti connettori capaci di trasmettere uno sforzo di scorrimento V_l pari al minore tra i seguenti:

$$F_{cf1} = A_a \cdot f_{ad} \quad (8.42)$$

$$F_{cf2} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (8.43)$$

$$V_l = F_{cf} = \min(F_{cf1}, F_{cf2}) \quad (8.44)$$

Nelle travi continue, tra le sezioni di momento minimo sugli appoggi intermedi e le sezioni di momento massimo in campata, devono essere disposti connettori capaci di consentire sia la plasticizzazione della sezione a momento positivo che negativo. Pertanto la forza di scorrimento da assorbire si incrementa di una seconda aliquota relativa al momento plastico negativo, che è sempre condizionato dalla armatura integrativa nella soletta:

$$V_l = F_{cf} + (A_s \cdot f_{sd}) \quad (8.45)$$

Se i carichi di progetto non determinano una condizione di meccanismo con contemporanea plasticizzazione delle sezioni a momento positivo e negativo, è possibile ridurre lo sforzo di scorrimento sopra determinato in relazione alla differenza tra il momento positivo di progetto (M_{sd}) nella campata considerata ed il momento plastico positivo della stessa campata ($M_{pl,Rd}$).

Per connettori duttili si ottiene pertanto una forza di scorrimento ridotta sulla base della relazione lineare seguente:

$$F_c = \frac{M_{sd} - M_{apl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}} F_{cf} \quad (8.46)$$

in cui $M_{apl,Rd}$ rappresenta il momento plastico del solo profilo metallico.

Per connettori non duttili la relazione che consente la riduzione dello sforzo F_{cf} diventa bilineare. Nella relazione intervengono altri tre parametri: $M_{el,Rd}$ che rappresenta il momento che sulla trave composta determina la prima plasticizzazione del profilo metallico, F_{el} che rappresenta lo sforzo sostenuto dalla soletta in presenza del momento $M_{el,Rd}$, $M_{a,Sd}$ che

rappresenta il momento sulla trave metallica nel procedimento costruttivo senza puntellatura a momento positivo prima che la soletta integri la trave metallica.

Occorre distinguere due casi:

- a) $M_{sd} \leq M_{el,Rd}$
- b) $M_{sd} > M_{el,Rd}$

Nel primo caso, lo sforzo di scorrimento ridotto vale:

$$F_c = \frac{M_{sd} - M_{a,Sd}}{M_{el,Rd} - M_{a,Rd}} F_{el} \quad (8.47)$$

mentre nel secondo caso risulta:

$$F_c = F_{el} + \frac{M_{sd} - M_{el,Sd}}{M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}} (F_{cf} - F_{el}) \quad (8.48)$$

Affinché i connettori possano essere considerati duttili devono essere rispettati dei requisiti dimensionali e tipologici oltre che requisiti di carattere statico. Secondo l'Eurocodice 4, il requisito base affinché un connettore possa essere considerato duttile consiste nel fatto che il valore caratteristico dello scorrimento massimo sia maggiore o uguale a 6 mm.

In particolare connettori a piolo con altezza maggiore di 4 diametri, diametro tra 16 e 22 mm, possono essere considerati duttili se progettati con un grado di connessione N/N_f pari al rapporto tra il numero dei connettori applicati e quello necessario per garantire il formarsi del meccanismo di collasso con completo ripristino della resistenza plastica delle sezioni in assenza di scorrimento) non inferiore ai seguenti livelli (EC4, bozza del 1° gennaio 2002):

$$\begin{aligned} L \leq 5m & \quad \frac{N}{N_f} \leq 0,4 ; \\ 5m \leq L \leq 25m & \quad \frac{N}{N_f} = 1 - \left(\frac{355}{f_{ay}} \right) \cdot (0,75 - 0,03L) ; \\ L \geq 25m & \quad \frac{N}{N_f} \geq 1 . \end{aligned}$$

Le limitazioni previste dalle CNR10016/2000 non tengono conto, invece, del tipo di acciaio e dunque si ottengono da quelle precedenti semplicemente ponendo pari a 1 il rapporto $355/f_{ay}$.

Nelle precedenti relazioni f_{ay} è la tensione di snervamento del profilo metallico, mentre L rappresenta la distanza nei tratti a momento positivo tra punti di momento nullo.

8.5 Verifiche di stabilità locale delle sezioni metalliche

I metodi di calcolo delle strutture sono legati alle capacità plastiche delle sezioni metalliche. In particolare i profili sono divisi in 4 classi così definiti:

- ▢ *classe 1* profili con alte capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere la plasticizzazione delle parti compresse e di deformarsi plasticamente senza perdere capacità portante per elevate rotazioni plastiche;
- ▢ *classe 2* profili con medie capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere la plasticizzazione delle parti compresse e di deformarsi plasticamente senza perdere capacità portante per moderate rotazioni plastiche;
- ▢ *classe 3* profili senza significative capacità plastiche, capaci cioè di raggiungere solo il momento di prima plasticizzazione o di snervamento, mentre al crescere della curvatura il momento sopportato dalla sezione si riduce;
- ▢ *classe 4* profili sottili caratterizzati da momenti massimi inferiori a quelli di snervamento, determinabili con riferimento a sezioni convenzionalmente ridotte per tener conto dell'instabilità locale.

La attribuzione dei profili a ciascuna delle classi predette dipende dai rapporti di snellezza delle parti compresse e dalle condizioni di vincolo delle stesse parti. Per i profili a doppio T, che costituiscono la parte prevalente se non quasi esclusiva delle applicazioni nell'ambito delle travi composte acciaio-calcestruzzo, le parti suscettibili di instabilità sono essenzialmente le seguenti:

- le ali compresse non collegate alla soletta in calcestruzzo;
- le anime compresse o parzialmente compresse;
- le ali compresse collegate alla soletta.

Il caso delle ali compresse collegate alla soletta si verifica frequentemente nelle zone di momento positivo quando l'asse neutro taglia il profilo metallico, ma ha scarsa influenza in quanto, se il collegamento del profilo alla soletta è efficiente, non può intervenire alcuna instabilità dell'ala compressa. La presenza di connettori muniti di testa, è generalmente sufficiente ad evitare l'insorgere di tale fenomeno. Si sottolinea inoltre che in presenza di condizioni ultime che non determinano la completa plasticizzazione della sezione, l'ala superiore del profilo nelle zone di momento positivo è scarsamente sollecitata. Il caso delle ali compresse non collegate alla soletta in calcestruzzo è sempre presente nelle zone di momento negativo e richiede opportuni rapporti c/t , essendo $2c$ la larghezza dell'ala e t il suo spessore. Analogamente per l'anima occorre controllare la snellezza della parte compressa la cui estensione è condizionata dalla posizione dell'asse neutro in condizioni ultime.

Pertanto, per le varie classi di profili, devono essere rispettati i parametri geometrici nella Tab.8.2. I profili che non rispettano i limiti in tabella sono classificati come profili di classe 4.

In tale tabella αd rappresenta la parte compressa dell'anima di altezza netta d , intesa come altezza dell'anima al netto dei raccordi nei profili laminati e della dimensione dei cordoni nei profili saldati. Per i profili di classe 3, ψ rappresenta invece il rapporto tra la tensione di trazione e la tensione di compressione al limite della zona di anima netta sopra descritta.

Le CNR 10016/2000, in analogia con quanto prescritto da una precedente versione dell'EC4 risalente al 1995, considera *compatte* quelle sezioni composte soggette a momento positivo il cui asse neutro non ricada sull'anima della trave metallica; per essere compatta, una sezione deve rispettare i seguenti requisiti dimensionali:

$$\frac{h_{wc}}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad ; \quad \frac{b_1}{t} \leq 9\varepsilon \quad (0.49)$$

in cui h_{wc} è pari all'altezza della parte compressa dell'anima nello stato limite di collasso plastico; b_1 è la semilarghezza della piattabanda compressa.

E' importante sottolineare che per la attribuzione di un profilo ad una data classe occorre considerare sia le ali che l'anima. Mentre i requisiti posti sulle ali compresse dei profili, essendo queste uniformemente sollecitate, sono valutabili a priori, per l'anima la verifica della classe non è in generale possibile prima della verifica a flessione della sezione. Infatti occorre conoscere preliminarmente per le classi 1 e 2 la posizione dell'asse neutro in condizioni ultime che separa la parte compressa e la parte tesa dell'anima in presenza di un diagramma a blocchi delle tensioni, ovvero per la classe 3, per la quale è previsto una verifica elastica della sezione, il rapporto ($\psi = \sigma_t / \sigma_c$) tra la tensione di minore compressione o di trazione (<0) e la tensione di compressione massima (>0) agli estremi dell'anima netta.

Classe	Ala a doppio T	Anima parzialmente compressa	Anima totalmente compressa
1	$c/t \leq 9 \varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad (\alpha > 0.5)$ $d/t \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{(\alpha)} \quad (\alpha < 0.5)$	$d/t \leq 33 \square \varepsilon$
2	$c/t \leq 10 \varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{456 \cdot \varepsilon}{(13\alpha - 1)} \quad (\alpha > 0.5)$ $d/t \leq \frac{41.5 \cdot \varepsilon}{(\alpha)} \quad (\alpha < 0.5)$	$d/t \leq 38 \varepsilon$
3	$c/t \leq 14 \varepsilon$ (laminati)	$d/t \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)} \quad (\psi > -1)$ $d/t \leq 62 \cdot \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi} \quad (\psi > -1)$	$d/t \leq 42 \square \varepsilon$

Tab.8.2: Valori dei rapporti dimensionali per la classificazione delle sezioni

Fa eccezione il caso in cui, rispettando l'anima i rapporti in riga 1 o 2, colonna 3, relativa alle anime integralmente compresse, si può a priori asserire che il profilo è di classe rispettivamente 1 o 2 indipendentemente dalla estensione della zona compressa. Il mancato rispetto di tali limiti non esclude tuttavia che il profilo sia ancora classificabile rispettivamente come classe 1 o 2, a valle della analisi della sezione, se sono verificati i più ampi limiti previsti in colonna 2 per anime parzialmente compresse.

8.6 Verifiche di servizio

Le verifiche di servizio delle travi composte sono fortemente influenzate dagli effetti connessi al comportamento reologico del calcestruzzo. Tali effetti non condizionano lo stato limite ultimo in quanto la resistenza ultima delle sezioni non è influenzata dalle deformazioni differite. La viscosità ed il ritiro possono al più determinare nelle travi continue incrementi delle rotazioni plastiche richieste allo s.l.u. rispetto al caso di carichi istantanei.

Gli effetti più rilevanti del comportamento reologico sono invece da ricercarsi negli stati limite di servizio di tipo deformativo o tensionale; in questo caso le azioni esterne sono quelle di normale esercizio delle strutture mentre il comportamento meccanico dei materiali può essere assunto elastico lineare salva la fessurazione del calcestruzzo di cui occorre tener conto.

Gli effetti differiti producono nella sezione una redistribuzione interna delle sollecitazioni tra acciaio e calcestruzzo, con un progressivo trasferimento di tensioni dalla soletta al profilo. Sono anche responsabili di una variazione dei momenti flettenti che ha l'aspetto di una redistribuzione, di segno contrario a quella prodotta dalla fessurazione. Infatti la viscosità determina un incremento di curvatura nelle zone soggette a momento positivo, sede degli scorrimenti viscosi, con effetto simile a quello prodotto da una diminuzione di rigidità, mentre le curvature *anelastiche* dovute al ritiro determinano variazioni del regime di sollecitazione nelle strutture iperstatiche; in entrambi i casi si ha un aumento dei momenti negativi sugli appoggi interni delle travi continue, che riduce o addirittura elimina la redistribuzione dei momenti dovuta alla fessurazione sotto i carichi iniziali.

Per la valutazione corretta delle sollecitazioni in esercizio nelle travi continue occorre pertanto utilizzare una procedura di calcolo che tenga conto della fessurazione della soletta nelle zone fessurate ($M > M_{cr}$, momento di prima fessurazione), con il conseguente effetto di tension-stiffening, e degli effetti a lungo termine dovuti alla viscosità ed al ritiro.

Per definire la suddivisione della trave in zona parzializzata e zona tutta reagente, è opportuno far riferimento al momento di I fessurazione M_{cr} determinabile come:

$$M_{cr} = W_1 \cdot n \cdot f_{ct} = \frac{I_1}{y_1} \cdot n \cdot f_{ct} \quad (8.50)$$

essendo W_1 il modulo di resistenza a momento negativo della sezione integra omogeneizzata rispetto all'acciaio (calcestruzzo della soletta non fessurato). Nelle zone non fessurate la rigidità flessionale è pari a quella "integra" $E_a I_1$ (profilo + calcestruzzo); nelle zone fessurate il comportamento flessionale è intermedio tra quello di sezione interamente reagente e quello di sezione totalmente fessurata a causa del tension-stiffening e può essere interpretato mediante la formula di interpolazione proposta da Favre e recepita dal CEB, espressa in termini di curvatura:

$$\theta_m = \theta_1 \cdot \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 + \theta_2 \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \right] \quad (8.51)$$

$$\theta_1 = \left(\frac{M}{E_a I_1} \right) ; \quad \theta_2 = \left(\frac{M}{E_a I_2} \right) \quad (8.52)$$

In alternativa si può calcolare una rigidezza equivalente $E_a I_m$ in cui l'apporto dell'armatura metallica in zona tesa è incrementato per tener conto del tension stiffening.

Gli effetti differiti, infine, possono essere presi in conto in maniera semplificata, ma sufficientemente affidabile, separando gli effetti della viscosità e del ritiro. Al riguardo sono utilizzabili il metodo del modulo efficace (EM) per la viscosità ed il metodo AAEM, con coefficiente di invecchiamento $\chi=0,5$ per la determinazione della curvatura da ritiro. In sintesi, l'effetto a lungo termine dei carichi permanenti (quasi permanenti nella definizione normativa che comprende sia le azioni da peso proprio che quelle derivanti da carichi permanenti e da quote di carichi variabili), si valuta assumendo un modulo di elasticità ridotto con il conseguente coefficiente di omogeneizzazione appresso indicato:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{(1+\varphi)} \quad \Rightarrow \quad n_{eff} = \frac{E_a}{E_c} \cdot (1+\varphi) \quad (8.53)$$

La curvatura dovuta ai carichi esterni, risulta:

$$\theta_t = \left(\frac{M}{E_s I_{1,eff}} \right) \quad (8.54)$$

Per il ritiro, essendo nulle le tensioni iniziali, si può definire un modulo corretto per tener conto dell'invecchiamento del materiale e dell'incremento progressivo nel tempo delle deformazioni da ritiro, ottenendo:

$$E_{c,adj} = \frac{E_c}{(1+0.5\varphi)} \quad \Rightarrow \quad n_{adj} = \frac{E_a}{E_c} \cdot (1+0.5\varphi) \quad (8.55)$$

La curvatura determinata dal ritiro vale allora:

$$\theta_{sh} = \left(\frac{S_{c,adj}}{I_{1,adj}} \right) \cdot \varepsilon_r \quad (8.56)$$

essendo $S_{c,adj}$ il momento statico della soletta di calcestruzzo rispetto al baricentro della sezione omogeneizzata rispetto all'acciaio con un coefficiente di omogeneizzazione n_{adj} , ed ε_r la deformazione da ritiro.

L'analisi delle sollecitazioni dovrebbe essere iterativa a causa della non-linearità dovuta alla fessurazione. Infatti non è nota a priori la estensione dei tratti fessurati né l'entità del tension stiffening, legato al valore dei momenti. Tuttavia, i metodi suggeriti dalle normative per le applicazioni pratiche consentono di evitare tale complicazione.

In condizioni di servizio è importante che le armature metalliche nelle zone di momento negativo siano sufficientemente distanti dalla condizione di snervamento che determinerebbe una apertura incontrollata delle fessure. Questa condizione sfavorevole può preferibilmente presentarsi quando il progetto allo s.l.u. è stato eseguito applicando il metodo plastico o elastico con redistribuzione dei momenti, e contemporaneamente gli effetti lenti sono rilevanti.

Si può mostrare, infine, che il coefficiente δ_s di redistribuzione dei momenti di servizio è dipendente principalmente dal rapporto di inerzia I_2/I_1 , dalla curvatura "anelastica" da ritiro

adimensionalizzata rispetto a quella prodotta dai carichi $\bar{\theta} = \theta_r / \theta_M$, e dal rapporto $\mu_{cr} = M_{cr} / M_{min}$ tra il momento di prima fessurazione ed il momento minimo sugli appoggi interni. Trascurando quest'ultima influenza, con modesta approssimazione per $\mu_{cr} \leq 0,3$, si può scrivere:

$$\delta_s = \left(\frac{I_2}{I_1} \right)^\alpha \cdot (1 + k_\theta \cdot \bar{\theta}) \quad (8.57)$$

essendo i coefficienti $\alpha = 0,25$ e $K_\theta = 0,60$ definiti sulla base di analisi parametriche (Faella et al., 1996).

Altre limitazioni tensionali dovrebbero riguardare le tensioni di compressione sulla soletta che, coerentemente con l'EC2, non dovrebbero superare il 45% della tensione di progetto per la condizione di carico rara ed il 60% della stessa tensione per la condizione di carico frequente, al fine di limitare deformazioni da viscosità in campo non lineare e microfessurazioni in compressione del calcestruzzo.

8.7 Stato limite di fessurazione

Un altro aspetto importante del comportamento in condizioni di servizio di una trave composta continua, è costituito dalla fessurazione della soletta in zona tesa che richiede apposite verifiche. Tale fenomeno deve essere limitato ad un livello tale da non pregiudicare la durabilità o rendere inaccettabile l'aspetto ed il corretto funzionamento.

Il problema è assente nelle campate appoggiate in quanto la soletta è compressa dai carichi esterni ed il solo ritiro non è sufficiente a determinare una fessurazione significativa.

La verifica di fessurazione può essere in generale condotta a tre livelli:

- stato limite di decompressione;
- stato limite di formazione delle fessure;
- stato limite di ampiezza delle fessure.

Nelle travi composte il primo stato limite ("decompressione") ha senso solo in presenza di precompressione della soletta nelle zone di momento negativo; tale soluzione costruttiva è spesso adottata proprio per ridurre la fessurazione negli impalcati da ponte dove la ripetizione dei carichi e le condizioni di esposizione rendono la fessurazione particolarmente insidiosa.

La verifica dello <stato limite di formazione delle fessure> consiste nel controllare che la tensione di trazione rimanga inferiore a quella caratteristica per trazione:

$$|\sigma_{ct}| \leq f_{ctk} \quad (8.58)$$

Tale verifica può anche essere espressa in termini di caratteristiche della sollecitazione controllando che il momento minimo risulti minore in valore assoluto del momento di fessurazione:

$$|M_{min}| \leq M_{cr} \quad (8.59)$$

La condizione, pur facendo riferimento alla condizione di carico quasi permanente per la quale è richiesta la verifica di fessurazione, è generalmente troppo onerosa da soddisfare a

causa della limitata resistenza a trazione del calcestruzzo. Pertanto la verifica dello stato limite di fessurazione può essere eseguita controllando l'entità della ampiezza delle fessure.

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure di seguito riportato è significativo se l'armatura tesa non ha raggiunto lo snervamento. Pertanto è preliminare al controllo dell'ampiezza delle fessure generalmente eseguito in condizione di carico semipermanente, che non si sia raggiunto lo snervamento per la più gravosa delle condizioni di carico di servizio (condizione di carico rara).

La valutazione dell'ampiezza delle fessure si effettua in linea di principio valutando la differenza di allungamento tra le barre di armatura ed il calcestruzzo nel tratto compreso tra due fessure:

$$w_m = \int_0^s (\varepsilon_s - \varepsilon_c) \cdot dz = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot s_{sm} \quad (8.60)$$

essendo ε_{sm} ed ε_{cm} le deformazioni medie nell'armatura e nel calcestruzzo teso, s_{sm} la distanza tra le fessure. Trascurando nella relazione precedente la deformazione del calcestruzzo ε_{cm} rispetto a quella dell'acciaio teso, si può esprimere quest'ultima in funzione delle deformazioni estreme ε_{s1} ed ε_{s2} relative alle condizioni di calcestruzzo teso reagente (sezione non fessurata) e di calcestruzzo completamente non reagente (sezione fessurata).

Allo scopo si utilizza una combinazione convessa, regolata dal livello tensionale raggiunto dall'armatura nella sezione in rapporto a quello di prima fessurazione. Si pone infatti:

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s1} \cdot \gamma + \varepsilon_{s2} \cdot (1 - \gamma) = \varepsilon_{s1} \cdot \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^2 + \varepsilon_{s2} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (8.61)$$

con σ_s tensione nell'armatura prodotta dal momento applicato e σ_{sr} tensione nell'armatura prodotta dal momento di prima fessurazione M_{cr} , entrambe calcolate a sezione parzializzata, β_1 e β_2 , come per il c.a. normale, coefficienti legati alla aderenza delle armature ed alle modalità di applicazione del carico e/o permanenza dello stesso.

La distanza tra le fessure si esprime mediante una relazione di genesi teorico sperimentale; essa fornisce la distanza tra le fessure sulla base di parametri quali il diametro delle barre di armature, il copriferro, la percentuale delle armature, le caratteristiche di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, il tipo di sollecitazione (trazione o trazione-flessione).

La relazione regolamentare vale:

$$s_m = 50 + \frac{0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot D}{\rho_r} \quad (8.62)$$

Per la verifica dell'ampiezza delle fessure si usa in genere il suo valore caratteristico w_k , ricavabile come frattile superiore della distribuzione probabilistica delle ampiezze delle fessure, che si pone:

$$w_k = 1.7 \cdot w_m \quad (8.63)$$

Per la limitazione sulla ampiezza delle fessure si può far riferimento alle relative prescrizioni imposte dalle vigenti normative sul cemento armato; esse prescrivono aperture delle fessure comprese tra 0,1 e 0,4 mm in relazione alle condizioni ambientali ed alle combinazioni di carico allo stato limite d'esercizio.

8.8 Stato limite di deformazione

Per lo stato limite di deformazione occorre limitare l'inflessione delle travi in modo che non ne venga pregiudicata la funzionalità con particolare riferimento nelle travi di edifici alla integrità delle finiture e degli elementi non strutturali. Per quanto riguarda il calcolo delle frecce in travi iperstatiche, esso deve essere eseguito assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali ma considerando la fessurazione delle solette in zona tesa.

Pertanto, applicando il metodo della forza unitaria, la freccia massima in una campata di una travata continua si esegue utilizzando la relazione:

$$f_c = \int_0^l M^{(1)}(z) \cdot \theta(z) dz \quad (8.64)$$

essendo $M^{(1)}$ il momento dovuto alla forza unitaria applicata nel punto di massima inflessione sulla trave considerata semplicemente appoggiata, $\theta(z)$ la curvatura dello schema reale, pari a $M/E_s I_1$ per carichi istantanei, a $M/E_s I_{1,eff} + \theta_r$ nel caso di carichi di lunga durata e di ritiro, a $M/E_s I_2$ nelle zone di momento negativo in assenza di tension stiffening, ovvero in base alle relazioni di interpolazione convessa (8.65). Nella valutazione dei momenti lungo l'asse della trave è possibile tener conto della redistribuzione dei momenti dovuta alla fessurazione ed agli effetti lenti, mediante una analisi non lineare ovvero valutando la redistribuzione con la relazione semplificata (87).

Nel caso in cui la connessione trave-soletta sia a parziale ripristino di resistenza e di rigidità, si hanno valori delle frecce più grandi, specialmente in presenza di carichi ripetuti, a causa della maggiore deformabilità flessionale della membratura. Sono disponibili in letteratura formule di genesi teorico-sperimentale per tener conto in modo semplificato della deformabilità della connessione. Si riporta la formula suggerita dall'EC4 (Norma italiana, Bozza del 1994):

$$f = f_{full} \cdot \left[1 + c \cdot \left(1 - \frac{N}{N_f} \right) \cdot \left(\frac{f_a}{f_{full}} - 1 \right) \right] \quad (8.65)$$

essendo $N/N_f (<1)$ il grado di connessione, f_a la freccia nell'ipotesi di trave di solo acciaio, f_{full} la freccia della trave considerando la completa interazione ovvero la assenza di scorrimento tra trave e soletta. Il coefficiente numerico c assume i valori 0,5 o 0,3 nei casi di travi di trave puntellata o non puntellata, rispettivamente.

8.9 Un approccio alternativo per la stima delle frecce

Le formule proposte nel paragrafo precedente consentono di quantificare le frecce delle travi composte in funzione del grado di connessione N/N_f : in particolare, la formula (8.69) implicherebbe che la freccia f sia pari al valore f_{full} ottenibile in assenza di scorrimenti ($N/N_f=1$). Questo fatto è in contraddizione con l'evidenza sperimentale secondo cui anche per connessione a completo ripristino di resistenza ($N/N_f \geq 1$) si possono avere degli scorrimenti di interfaccia dovuti alla deformabilità dei dispositivi di connessione che comportano un aumento della deformabilità della trave. In altre parole questo concetto si può esprimere dicendo che la

completa connessione, ovvero capace di garantire la formazione di un meccanismo plastico con momenti plastici pari a quelli teorici delle sezioni in assenza di scorrimento, non implica la *completa interazione*, ovvero la assenza di scorrimenti tra trave e soletta. La Fig. 8.12 con riferimento a travi puntellate, rappresenta l'andamento dell'incremento di deformabilità globale, mostrando che la formula lineare dell'EC4 sottostima spesso i valori delle frecce, specie per gradi di connessione elevati.

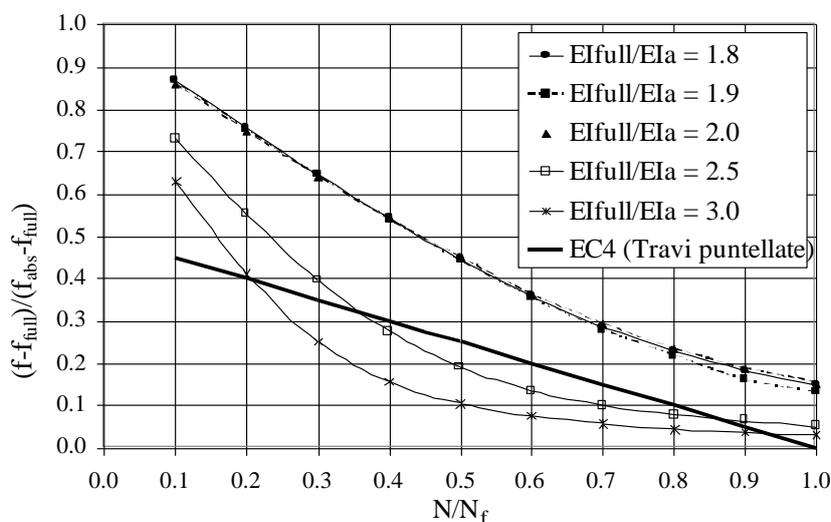


Fig. 8.12: andamento delle frecce in funzione del grado di connessione

Un approccio alternativo per la quantificazione degli effetti della *parziale interazione* sul valore delle frecce nelle travi composte può dunque partire dalla introduzione di un parametro γ che rappresenta il termine di interpolazione tra i due valori f_{full} e f_{abs} , calcolati rispettivamente per interazione completa ed assente, che vanno considerati come estremi del possibile campo di variazione del valore di f .

Si può stabilire, allora, la seguente formula di interpolazione lineare

$$f = f_{full} \cdot (1 - \gamma) + f_{abs} \cdot \gamma \quad (8.66)$$

nella quale al variare di γ da 0 (per interazione completa) ad 1 (in caso di interazione assente) si ottengono i corrispondenti valori della freccia f .

Bisogna ora stabilire l'espressione da assumere per γ ed i parametri da cui essa dipende in funzione del modello assunto per il comportamento della connessione a taglio.

8.9.1 Ipotesi di comportamento lineare della connessione

Una prima espressione del fattore interpolante γ può essere ottenuta sulla base della ben nota teoria di Newmark, che fornisce l'equazione differenziale della curvatura di una trave composta a parziale interazione.

Si può dimostrare (Cosenza e Mazzolani, 1993) che la soluzione di tale equazione con riferimento ad una trave appoggiata può essere ben approssimata dalla seguente relazione razionale:

$$\gamma = \frac{10}{10 + (\alpha L)^2} \tag{8.67}$$

nella quale è stato introdotto la grandezza adimensionale αL definita come segue:

$$\alpha L = \sqrt{\frac{k}{EI_{full} - EI_{abs}} \frac{EI_{full}}{EI_{abs}} h^{*2} \cdot L} \tag{8.68}$$

essendo h^* la distanza tra i baricentri di trave e soletta.

Nell'ultima relazione compare la rigidezza k della connessione ed altre grandezze già definite per la sezione e lo schema statico della trave composta.

L'andamento di γ secondo la formula (8.67) è rappresentata nella Fig. 8.13.

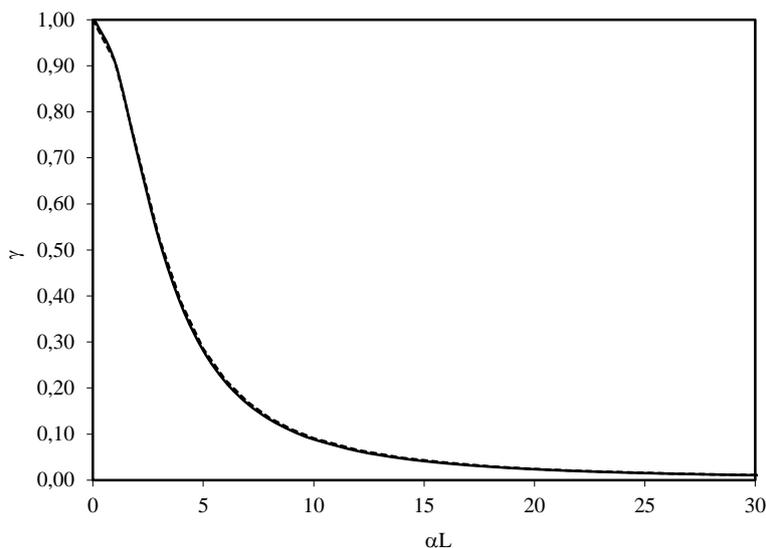


Fig. 8.13: andamento della funzione interpolante γ in ipotesi di linearità del comportamento della connessione

8.9.2 Ipotesi di comportamento non-lineare della connessione

Una modellazione più aderente al reale comportamento dei connettori prevede la possibilità di assumere un andamento non lineare della curva carico-scorrimento P-s (Fig. 8.14).

Per questa strada non è possibile definire un unico valore per la rigidezza k della connessione a taglio, ma bisogna ragionare in termini di rigidezza secante.

Ai fini del metodo semplificato di valutazione delle frecce e tenendo conto delle condizioni di lavoro usuali dei connettori, si può far riferimento al valore secante $k_{50\%}$

corrispondente al 50% della resistenza del connettore. In tal modo si definisce un corrispondente valore $\alpha L_{50\%}$ per il parametro αL :

$$\alpha L_{50\%} = \sqrt{\frac{k_{50\%}}{EI_{full} - EI_{abs}} \frac{EI_{full}}{EI_{abs}} h^{*2} \cdot L} \quad (8.69)$$

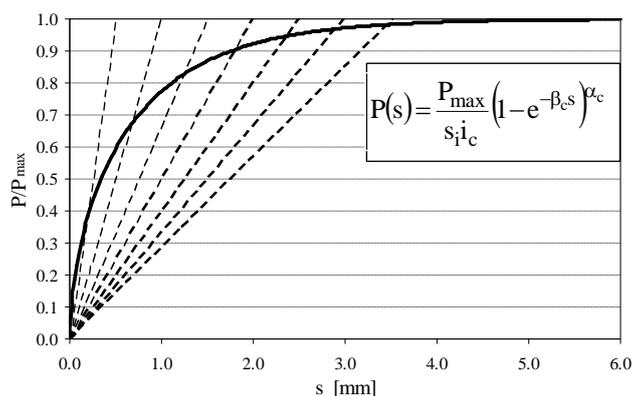


Fig. 8.14: Modello di curva carico scorrimento del connettore secondo la formula di Olgaard et al. (1968)

Un altro parametro di interesse quando si ipotizza un comportamento non lineare dei connettori, risulta essere il seguente:

$$s_y = \varphi_y \cdot d = \frac{q_y L^3}{24EI_{abs}} \cdot \frac{h_a + h_c}{2} \cong \frac{\varepsilon_y L}{3} \quad (8.70)$$

legato alla luce L della trave ed alla deformazione al limite di snervamento ε_y del profilo metallico. Esso esprime lo scorrimento relativo tra trave metallica e soletta in assenza di connessione ed attrito e con profilo metallico al limite di snervamento.

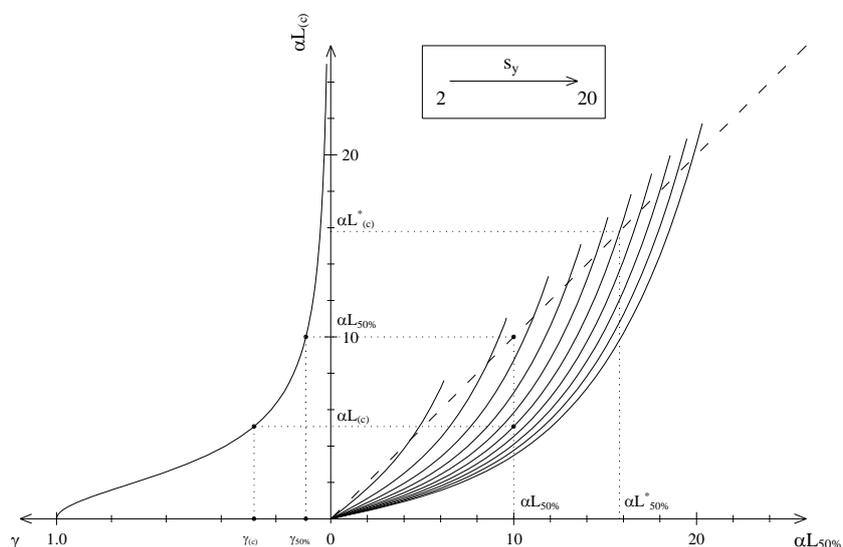


Fig. 8.15: abaco di correzione del valore $\alpha L_{50\%}$ per tener conto della non-linearità della connessione

Con riferimento a queste due grandezze, uno studio parametrico (Faella et Al, 2003) ha consentito di mettere a punto una correlazione tra il valore della coppia $(\alpha L_{50\%}, s_y)$ ed il corrispondente valore della funzione interpolante γ .

La procedura di calcolo si basa su una serie di formule di correzione del valore elastico fornito dalla (8.67). Tale procedura può essere condotta anche per via grafica con l'ausilio dell'abaco in Fig. 8.15 operando nelle seguenti fasi:

- si entra con il valore $\alpha L_{50\%}$ sull'asse delle ascisse posto alla destra dell'abaco e si individua la curva corrispondente al valore pertinente del parametro s_y ;
- si determina l'intersezione tra semiretta verticale condotta per $\alpha L_{50\%}$ e la più bassa tra la curva individuata per s_y e la bisettrice del piano (semiretta tratteggiata);
- da tale punto si conduce la retta orizzontale e si ottiene sull'asse delle ordinate il valore corretto $\alpha L_{(c)}$ (che risulta sempre non superiore di $\alpha L_{50\%}$) ed il valore di $\gamma_{(c)}$ (sempre non minore di $\gamma_{50\%}$ ottenibile in funzione di $\alpha L_{50\%}$ usando la relazione (97));
- noto il valore della funzione interpolante $\gamma_{(c)}$ si può risalire alla stima della freccia secondo l'equazione (96) nella quale, ovviamente, si considera $\gamma_{(c)}$ in luogo di γ .

Maggiori dettagli su questo metodo, sulla sua genesi e sui confronti con gli altri metodi previsti dalle norme, possono essere trovati in Faella et Al. (2003).

8.10 Colonne composte

8.10.1 Generalità

Le colonne composte sono membrature generalmente sollecitate a pressoflessione (o al limite, a compressione centrata), in cui i baricentri geometrici della sezione metallica e della sezione in calcestruzzo integra coincidono, data la doppia simmetria che caratterizza questi elementi.

Le principali tipologie di sezione adottabili per le colonne di una struttura composta sono raggruppabili sostanzialmente in tre tipologie:

- a) sezioni in cui il calcestruzzo avvolge completamente il profilato metallico;
- b) sezioni in cui il calcestruzzo ricopre solo in parte il profilato metallico;
- c) sezioni in cui il calcestruzzo è interno ad un profilo metallico scatolare o tubolare.

Mentre nei primi due casi è sempre necessaria una armatura ordinaria costituita da tondini longitudinali e staffe, nel caso di calcestruzzo confinato in uno scatolare (o tubolare), tale armatura può essere presente o meno.

Il connubio acciaio-calcestruzzo nelle colonne introduce notevoli vantaggi nella progettazione e nella sicurezza; in merito al primo aspetto, infatti, una colonna siffatta gode del vantaggio di essere meno ingombrante di una colonna in solo calcestruzzo armato, in virtù del notevole apporto di resistenza dovuto al profilato metallico, il che comporta una maggiore libertà di posizionamento nel complesso architettonico; d'altro lato, la presenza del calcestruzzo (interno al profilato o fasciante lo stesso) conferisce alla colonna una stabilità molto maggiore di quella che avrebbe una colonna in solo acciaio da carpenteria; in tal modo, come si vede, i vantaggi riuniti dell'acciaio e del calcestruzzo vengono a sommarsi.

Alcuni tipi di sezioni composte per colonne sono riportate nella seguente figura.

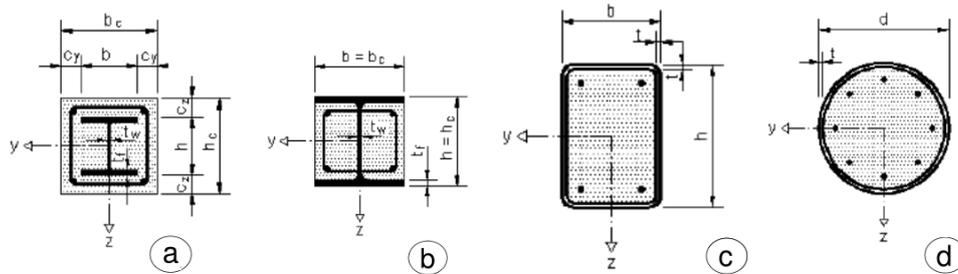


Fig. 8.16: Tipologie più comuni di colonne composte: a) sezione con calcestruzzo che avvolge il profilato; b) sezione con calcestruzzo che ricopre solo in parte il profilato; c) sezione scatolare metallica piena di calcestruzzo (armato o non); d) sezione tubolare metallica ripiena di calcestruzzo (armato o non).

Nel caso di sezione di tipo b), è da registrare il vantaggio esecutivo di poter sfruttare le parti metalliche non ricoperte per saldare o bullonare gli elementi necessari alla connessione delle travi.

E' infine anche possibile prevedere, all'interno delle colonne con profilato scatolare o tubolare, di sostituire l'armatura tradizionale eventualmente necessaria con un secondo profilato metallico, annegato nel calcestruzzo (si pensi, ad esempio, a un profilati tipo HE annegato nel calcestruzzo confinato a sua volta in una colonna scatolare rettangolare).

8.10.2 Verifiche di resistenza: introduzione e ipotesi

Gli stati limite ultimi da considerare nella verifica di una colonna composta possono riassumersi nei seguenti:

- a) compressione (in linea generale, anche trazione);
- b) pressoflessione (in linea generale, anche tensoflessione);
- c) taglio (tenendo conto, eventualmente, anche della interazione taglio-flessione).
- d) scorrimento tra il profilato metallico e il calcestruzzo.

Si analizzano di seguito le procedure da seguire nel calcolo della resistenza alle quattro situazioni di sollecitazione elencate. Si considereranno sempre vere le seguenti ipotesi, che pur non essendo le più generali possibili, restano comunque quelle maggiormente riscontrabili per le colonne composte:

- 1) doppia simmetria della sezione;
- 2) contributo meccanico δ del profilato metallico, rispetto alla resistenza totale della sezione composta, compreso tra il 20% e il 90%, secondo la relazione:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a \cdot N_{pl,Rd}} \cdot 1$$

essendo $N_{pl,Rd}$ lo sforzo normale plastico resistente della sezione composta, dato dalla relazione:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

valida per sezioni in cui il calcestruzzo avvolge in parte o totalmente il profilato metallico, mentre se la sezione è composta da scatolare o tubolare riempito da calcestruzzo, può assumersi una resistenza plastica di progetto maggiore, grazie al confinamento che il profilato esercita sul calcestruzzo in esso contenuto:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s};$$

in tali relazioni A_a , A_c e A_s rappresentano le aree del profilato metallico, del calcestruzzo e della armatura longitudinale ordinaria (se presente); invero, nel caso esclusivo di colonna tubolare (cioè con profilato cavo circolare), il contributo del confinamento è ancora maggiore che nel caso di scatolare rettangolare o quadrato, sicché, il coefficiente α_{cc} , che per un generico tubolare passa da 0.85 a 1, per un tubolare circolare può addirittura diventare maggiore dell'unità. Infatti, se la snellezza normalizzata è non superiore di 0.5, e la eccentricità adimensionale $e/d = M_{Ed}/(d \cdot N_{Ed})$ non supera il valore 0.1, può adottarsi la seguente formulazione dello sforzo normale plastico resistente:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove t è lo spessore del tubolare di acciai, e d è il diametro esterno della colonna. I due coefficienti η_a ed η_c , relativi all'acciaio da carpenteria e al calcestruzzo rispettivamente, sono dati dalle relazioni seguenti:

$$\eta_a = \begin{cases} 0.25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1 & e/d = 0 \\ 0.25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) + 10 \cdot (0.25 - 0.5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \frac{e}{d} & 0 < e/d \leq 0.1 \\ 1 & e/d > 0.1 \end{cases}$$

$$\eta_c = \begin{cases} \left(4.9 - 18.5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2\right) \geq 0 & e/d = 0 \\ \left(4.9 - 18.5 \cdot \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2\right) \left(1 - 10 \cdot \frac{e}{d}\right) & 0 < e/d \leq 0.1 \\ 0 & e/d > 0.1 \end{cases}$$

3) la snellezza normalizzata rispetta la relazione:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2$$

dove, per sezioni in cui il calcestruzzo ricopre (totalmente o parzialmente) il profilato metallico, è:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}$$

mentre per sezioni scatolari o tubolari può assumersi, in virtù dell'effetto di confinamento:

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk};$$

N_{cr} rappresenta il carico critico euleriano definito in base alla rigidità efficace della colonna composta:

$$EI_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + k_e \cdot E_{cm} \cdot I_c,$$

essendo $k_e=0.6$ un fattore correttivo, che tiene conto della non linearità meccanica del comportamento del calcestruzzo, E_{cm} il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (vale a dire, senza tener conto della viscosità), e I_a , I_s , I_c i momenti di inerzia delle rispettive componenti dell'elemento composto. Risulta allora, detta L la lunghezza di libera inflessione della colonna:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L^2}.$$

Lo sforzo normale $N_{pl,Rk}$ rappresenta invece lo sforzo normale plastico resistente caratteristico della sezione composta;

4) nel caso di sezioni composte in cui il calcestruzzo avvolge interamente il profilato, il copriferro deve rispettare le seguenti limitazioni (con riferimento alla simbologia della figura 8.16):

$$c_y \leq 0.4 \cdot b$$

$$c_z \leq 0.3 \cdot h$$

- 5) il rapporto tra le dimensioni esterne della colonna (cioè quelle massime) deve rispettare la relazione (ancora si fa riferimento alla figura 8.16):

$$0.2 \leq h_c / b_c \leq 5.0.$$

8.10.3 Verifica a sforzo normale centrato

Per una colonna soggetta a sforzo normale centrato di compressione, la verifica di resistenza deve contemplare anche l'effetto della instabilità, e consiste nel controllare che sia soddisfatta la relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

in cui il coefficiente χ può essere calcolato in funzione della snellezza normalizzata, come:

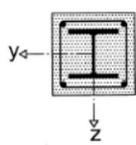
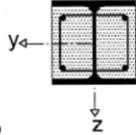
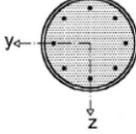
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

avendo preventivamente valutato il coefficiente Φ :

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

con α (fattore di imperfezione) dato nella seguente tabella, in funzione della appropriata curva di stabilità (da scegliere tra a, b o c) al variare del tipo di colonna.

Tab. 7.1: Coefficienti d'interazione per verifiche di stabilità a presso flessione, per elementi con modesta deformabilità torsionale.

Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
(a) 	y-y	b	
	z-z	c	
(b) 	y-y	b	
	z-z	c	
(c) 		a ($\rho_s < 3\%$)	
		b ($3\% < \rho_s < 6\%$)	
		$\rho_s = A_s/A_c$ (A_s area armature, A_c area calcestruzzo)	
Curva di instabilità	a	b	c
Fattore di imperfezione α	0,21	0,34	0,49

Le quantità snellezza normalizzata e sforzo plastico resistente di progetto sono state definite in precedenza.

Se sono poi verificate le seguenti relazioni:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y} \quad \text{per colonne tubolari riempite,}$$

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{per colonne scatolari riempite,}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{per colonne a sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo,}$$

$$c \geq \max \{40 \text{ mm}; b / 6\} \quad \text{per colonne a sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo,}$$

gli effetti del secondo ordine locali (cioè quelli che dipendono dalle imperfezioni dell'asta e non dall'analisi globale del telaio di cui l'asta fa eventualmente parte) possono essere trascurati: ciò significa che la verifica a compressione centrata della colonna si riduce ad una classica verifica a compressione:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$

il che equivale ad assumere $\chi=1$.

Per una colonna soggetta eventualmente a trazione, la verifica consiste semplicemente nel verificare che:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd,t} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s}$$

non essendovi ovviamente il contributo del calcestruzzo, e potendo essere presente o meno il contributo della armatura da cemento armato.

8.10.4 Verifica a flessione composta

Nel caso di pressoflessione, anche per la colonna composta si procede come al solito fissato lo sforzo normale di progetto N_{Ed} , che si ritiene coincidente con quello ultimo, e si calcola il momento resistente associato a tale sforzo normale. Detto $M_{pl,Rd}(N_{Ed})$ tale momento resistente, che ovviamente dipende da N_{Ed} , la verifica da effettuare consiste nel controllare che risulti soddisfatta la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \cdot M_{pl,Rd}(N_{Ed})$$

essendo α_M è un coefficiente che si assume pari a 0.9 per gli acciai delle classi S235 e S355, mentre per gli acciai S420 e S460 esso vale 0.8.

Nella relazione precedente, il momento di progetto M_{Ed} (qui si sta facendo riferimento al caso di pressoflessione retta) va calcolato tenendo anche in conto, ove necessario, le imperfezioni (difetti di rettilineità, tabella 7.I), e gli effetti del secondo ordine di tipo globale. Ottenuti i primi dalla suddetta tabella 7.I, i secondi possono ottenersi amplificando i momenti dell'analisi elastica, tramite il coefficiente k , espresso come:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1 \quad (\text{aaa.bbb})$$

in cui N_{cr} è lo sforzo normale critico euleriano, già definito precedentemente, mentre il coefficiente β dipende dalla distribuzione del momento flettente lungo l'elemento.

In particolare si assume:

$\beta=1$ per momento che varia con legge parabolica o triangolare con valori nulli alle estremità;

$\beta = 0.66 + 0.44 \cdot \frac{M_{\max}}{M_{\min}} \geq 0.44$ per momento che varia con legge lineare e valori non nulli alle

estremità, intendendo tali momenti di estremità concordi se tendono le fibre dallo stesso lembo dell'elemento.

Per quanto attiene al momento resistente plastico $M_{pl,Rd}$, esso può essere valutato considerando la piena plasticizzazione dell'acciaio e del calcestruzzo, in varie situazioni di sforzo normale, in modo da individuare un dominio di resistenza della sezione.

Se si è in pressoflessione deviata, il dominio di resistenza andrà calcolato per entrambe le direzioni di flessione (ottenendo così due domini), e da ciascun dominio, entrando con lo sforzo normale assegnato, si ricaverà il corrispondente momento resistente. In tal caso, la verifica porgerà il controllo delle seguenti disequaglianze (si indicano con y e z le due direzioni di flessione):

$$M_{Ed,y} \leq \alpha_{M,y} \cdot M_{pl,Rd,y}(N_{Ed})$$

$$M_{Ed,z} \leq \alpha_{M,z} \cdot M_{pl,Rd,z}(N_{Ed})$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}(N_{Ed})} + \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}(N_{Ed})} \leq 1$$

Nelle precedenti disequaglianze, resta inteso che i momenti sollecitanti $M_{Ed,y}$ e $M_{Ed,z}$ vanno calcolati tenendo conto delle imperfezioni e degli effetti del secondo ordine globali, secondo quanto già indicato per la pressoflessione retta, usando la tabella 7.I e la relazione (aaa.bbb).

Resta soltanto da descrivere la procedura appropriata per la costruzione dei domini di resistenza, che si intendono riferiti a due pressoflessioni rette indipendenti $N_{Ed} - M_{Edy}$ e $N_{Ed} - M_{Edz}$. Si descrive pertanto la procedura per la sollecitazione di generica pressoflessione retta $N_{Ed} - M_{Ed}$.

Un metodo semplificato di costruzione del dominio, praticabile manualmente, è quello che si basa sulle due ipotesi:

- 1) materiali acciaio da carpenteria, acciaio da c.a. e calcestruzzo rigido plastici, descritti con legame tipo stress-block;
- 2) calcestruzzo non reagente a trazione.

Si ribadisce che tale metodo (detto semplificato perché prevede la costruzione di pochi punti del dominio in luogo degli infiniti punti della sua frontiera regolare), è applicabile solo per sezioni che rispettino le ipotesi elencate al paragrafo introduttivo sulle colonne composte. I punti calcolati (quattro, almeno), possono essere uniti con una spezzata, (frontiera del dominio semplificato) che risultando interna al dominio costruito rigorosamente (che ha per frontiera una curva regolare), risulta conservativa.

.....deve continuare.....

8.11 Applicazioni

8.11.1 Esercizio 1

Verifica elastica sezione trave composta semplicemente appoggiata realizzata con trave metallica IPE 500 e soletta di dimensioni $b \cdot h = 100 \cdot 20$ cm.

Le dimensioni ed i carichi risultano:

Luce trave	$L = 10$ m	
Soletta:	$bc = 100$ cm	$hc = 20$ cm
Carichi permanenti e variabili	$g+g' = 40$ kN/m	$q = 20$ kN/m

Dimensioni rilevanti profilo metallico IPE 500

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$A = 11600 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 48200 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_y = 1930 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Calcolo sollecitazioni flettenti massime:

$$M_{g+g'} = 40 \cdot 10^2 / 8 = 500 \text{ kNm}$$

$$M_q = 20 \cdot 10^2 / 8 = 250 \text{ kNm}$$

Determinazione asse neutro per $t = t_0$ ($n_0 = 6$)

Si ipotizza che l'asse neutro non tagli la soletta ($y_n > 200$ mm)

$$x_{no} = \frac{n_o \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s) + A_c \cdot y_c}{n_o \cdot (A_a + A_s) + A_c} = \frac{6 \cdot (116 \cdot 45 + 6.16 \cdot 3) + 2000 \cdot 10}{6 \cdot (116 + 6.16) + 2000} = 18,8187 \text{ cm}$$

Essendo l'asse neutro contenuto all'interno della soletta, si ripete il calcolo ipotizzando la soletta parzializzata:

$$x_{no} = \frac{n_o \cdot (A_a + A_s)}{b_c} = \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_c \cdot (A_a \cdot y_a + A_s \cdot y_s)}{n_o \cdot (A_a + A_s)^2}} \right] =$$

$$= \frac{n \cdot (116 + 6.16)}{100} = \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot (116 \cdot 45 + 6.16 \cdot 3)}{6 \cdot (116 + 6.16)^2}} \right] = 18,79 \text{ cm}$$

La sezione in calcestruzzo è pertanto parzializzata.

Il momento di inerzia vale:

$$I_{no} = I_a + A_a \cdot (x_a - x_{no})^2 + A_s \cdot (x_s - x_{no})^2 + \frac{b_c \cdot x_{no}^3}{3 \cdot n_o} =$$

$$= 48200 + 116 \cdot (45 - 18.79)^2 + 6.16 \cdot (3 - 18.79)^2 + \frac{100 \cdot 18.79^3}{6 \cdot 3} = 203135,61 \text{ cm}^4$$

A tempo infinito, assumendo $\phi = 2$ ed $n=6 \cdot (1+2) = 18$ ed ipotizzando la sezione di calcestruzzo tutta compressa, si ottiene:

Determinazione asse neutro per $t = t_o$ ($n = 6$)

Si ipotizza che l'asse neutro non tagli la soletta ($y_n > 200$ mm)

$$x_{nt} = \frac{n_t \cdot (A_a \cdot x_a + A_s \cdot x_s) + A_c \cdot x_c}{n_t \cdot (A_a + A_s) + A_c} = \frac{18 \cdot (116 \cdot 45 + 6.16 \cdot 3) + 2000 \cdot 10}{18 \cdot (116 + 6.16) + 2000} = 27.22 \text{ cm}$$

L'ipotesi è confermata per cui la soletta è tutta reagente.

L'inerzia vale:

$$I_{nt} = I_a + A_a \cdot (x_a - x_{nt})^2 + A_s \cdot (x_s - x_{nt})^2 + \frac{b_c \cdot h_c^3}{n_t \cdot 12} + \frac{b_c \cdot h \cdot (x_c - x_{nt})}{n_t \cdot 3} =$$

$$= 48200 + 116 \cdot (45 - 27.22)^2 + 6.16 \cdot (3 - 27.22)^2 + \frac{100 \cdot 20^3}{18 \cdot 12} + \frac{100 \cdot 20 \cdot (10 - 27.22)^2}{18} = 125135.7 \text{ cm}^4$$

Tensioni prodotte a tempo infinito per i carichi permanenti ($g+g'$)

$$\sigma_{ct,max} = \frac{M_t}{n_t \cdot I_{nt}} \cdot x_{nt} = \frac{500 \cdot 10^6}{18 \cdot 1251350000} \cdot 272.2 = 6.04 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\sigma_{at,max} = \frac{M_t}{I_{nt}} \cdot (h_a + h_c - x_{nt}) = \frac{500 \cdot 10^6}{1251350000} \cdot (500 + 200 - 272.2) = 170,93 \text{ Nmm}^{-2}$$

Le tensioni prodotte dai carichi variabili risultano:

$$\sigma_{co,max} = \frac{M_o}{n_o \cdot I_{no}} \cdot x_{no} = \frac{250 \cdot 10^6}{6 \cdot 2031350000} \cdot 187.9 = 3.85 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\sigma_{ao,max} = \frac{M_t}{I_{no}} \cdot (h_a + h_c - x_{no}) = \frac{250 \cdot 10^6}{2031350000} \cdot (500 + 200 - 187.9) = 63.02 \text{ Nmm}^{-2}$$

Le tensioni risultanti sono pertanto le seguenti:

Calcestruzzo: $\sigma_c = 6.04 + 3.85 = 9.89 \text{ Nmm}^{-2}$

Acciaio: $\sigma_a = 170.93 + 63.02 = 233.95 \text{ Nmm}^{-2}$