

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

1 - Il materiale acciaio

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Norme di riferimento - generali

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08) emanate con D.M. 14/1/08

Circolare 2/2/09 n. 617

Nota:
È stata approvata nel novembre
2014 una nuova Bozza delle NTC

- Capitolo 1: Oggetto
- Capitolo 2: Sicurezza e prestazioni attese
- Capitolo 3: Azioni sulle costruzioni
- EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale
- EN 1991 (Eurocodice 1). Azioni sulle strutture

Norme di riferimento - acciaio

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC08) D.M. 14/1/08
Circolare 2/2/09 n. 617
 - Capitolo 4, par. 2: Costruzioni di acciaio
 - Capitolo 11: Materiali e prodotti per uso strutturale
- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - ➡ - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
 - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
 - ⇒ - Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
 - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
 - ⇒ - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
 - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
 - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

Norme di riferimento - acciaio

- EN 1993 (Eurocodice 3). Progettazione delle strutture di acciaio.
 - ➡ - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
 - Parte 1-9: Fatica
 - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
 - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
 - Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
 - Altre parti (da 2 a 6): Ponti; Torri e ciminiere; Silos, serbatoi e condotte; Pali; Strutture per apparecchi di sollevamento

Il materiale acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

Ghisa = lega ferro-carbonio con alta percentuale di carbonio (oltre il 2%)

Acciaio = lega ferro-carbonio con bassa percentuale di carbonio

Caratteristiche importanti dell'acciaio:

- resistenza
- duttilità = capacità di deformarsi plasticamente senza rompersi
- tenacità = capacità di evitare rotture fragili a basse temperature
Verificata con prova di resilienza
- saldabilità

Problema:

- resistenza al fuoco

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio per carpenteria metallica:

- Basso contenuto di carbonio (0.17-0.22%)
resistenza buona ma non altissima, forte duttilità
Al crescere della percentuale di carbonio aumenta la resistenza ma si riduce la duttilità
- Presenza di impurità (fosforo, zolfo)
negative ma inevitabili
- Aggiunta di manganese e silicio
favoriscono la saldabilità

Acciaio effervescente:
 $O + C \rightarrow CO$ provoca soffiature
Acciaio calmato o semicalmato

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio per carpenteria metallica:

- Individuato dalla sigla S seguita da un numero che indica la tensione di snervamento (in MPa)
 - A tale sigla seguono altre indicazioni che precisano classe di resilienza e altre caratteristiche
- Acciai dolci (i più comuni)
S235, S275, S355
- Acciai microlegati (con aggiunta di vanadio, niobio, boro)
S420, S460
- Acciai bassolegati (con aggiunta di cromo e nichel)
maggior resistenza alla corrosione (SxxxW)
- Acciai inossidabili (con alta quantità di cromo e nichel)

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio per carpenteria metallica

Proprietà generali:

Modulo elastico $E = 210000 \text{ MPa}$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0-3$

Modulo di elasticità trasversale $G = E / 2(1+\nu)$

Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio per carpenteria metallica

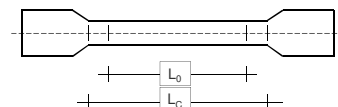
Criterio di resistenza:

- Si usa il criterio di Hencky e Von Mises; per elementi monodimensionali (aste) soggetti a tensioni normali σ e tangenziali τ si fa quindi riferimento ad una tensione ideale

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

Caratteristiche dell'acciaio prove

- Prova a trazione



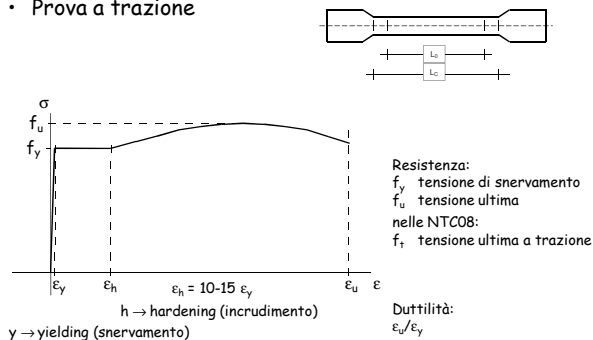
- L_0 = distanza (iniziale) tra i riferimenti
- L_c = lunghezza della parte calibrata
- A_0 = sezione (iniziale) della parte calibrata

$$L_0 = 5.65 \sqrt{A_0}$$

UNI EN 10002-1:2004

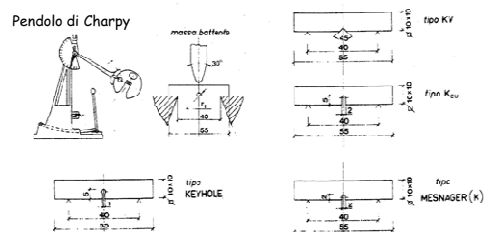
Caratteristiche dell'acciaio prove

- Prova a trazione



Caratteristiche dell'acciaio prove

- Prova di resilienza per controllare la tenacità



Si misura l'energia (in joule J) dissipata nel rompere il provino

UNI EN 10045-1:1992

Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio prove

- Prova di piegamento per accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi

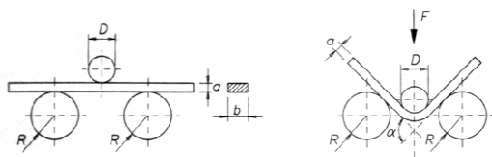


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio prove

- Prova di compressione globale (stub column test)
- Prova di durezza
- Prova a fatica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Resistenza e duttilità per i tipi più comuni

Denominazione	Spessore t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 (Fe360)	235	360	215	360
S275 (Fe430)	275	430	255	410
S355 (Fe510)	355	510	335	470

in passato

Altre caratteristiche degli acciai (EC3-1-1, punto 3.2):

$f_u / f_y \geq 1.10$ (1.15 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u \geq 0.15$ (0.20 per Appendice Nazionale Italiana)

$\epsilon_u / \epsilon_y \geq 15$ (20 per Appendice Nazionale Italiana)

Vedere anche NTC08, punto 11.3.4.9, per acciai usati in zona sismica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

Tabella 4.2.I
nella Bozza NTC14

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ 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 460	460	550	430	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/M/L	275	370	255	360
S 355 M/M/L	355	470	335	450
S 420 M/M/L	420	520	390	500
S 460 M/M/L	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Profili a sezione aperta

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

Tabella 4.2.II
nella Bozza NTC14

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" 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	235	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	530
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		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Profili a sezione cava

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tenacità

Denominazione	Spessore t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 (JR, JO, J2)	235	360	215	360
S275 (JR, JO, J2)	275	430	255	410
S355 (JR, JO, J2, K2)	355	510	335	470

Energia minima

J	27 Joule
K	40 Joule

Temperatura

R	20°	Celsius
0	0°	Celsius
2	-20°	Celsius

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Saldabilità

Il procedimento di saldatura può generare:

- Cricche a caldo e altri difetti nella zona fusa
- Cricche a freddo nelle zone adiacenti, termicamente alterate

La tenacità, valutata con la prova di resilienza, garantisce la saldabilità

- Tutti gli acciai per carpenteria metallica sono saldabili
- Ad una maggiore tenacità corrisponde una maggiore saldabilità

Gli elementi strutturali in acciaio

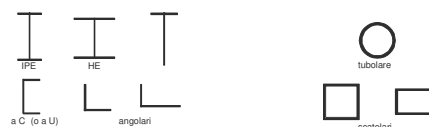
Elementi in acciaio

Prodotti mediante:

- laminazione a caldo
 - profilati → aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo
 - lamiere → spessore non superiore a 50 mm e larghezza pari alla massima dimensione del laminatoio
 - larghi piatti → spessore non superiore a 40 mm e larghezza compresa tra 200 e 1000 mm
- barre
- piegatura a freddo
 - lamiere gregate
 - profili sottili

Elementi in acciaio profilati

I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo
Le loro caratteristiche sono riportate in un sagomario

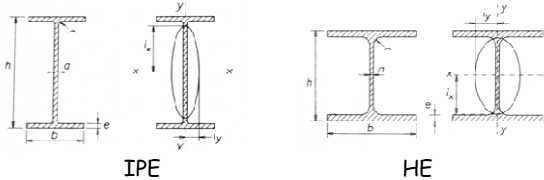


profilati a sezione aperta

profilati a sezione cava

Elementi in acciaio profili a doppio T

- **Profili IPE:** hanno (in linea di massima) una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h
- **Profili HE:** hanno una larghezza b dell'ala pari all'altezza h




Nota: ora anche:
IPE A, serie alleggerita
HE AA, serie alleggerita

Per gli HE, tre serie:
HE A, serie alleggerita
HE B, serie normale
HE M, serie pesante

Elementi in acciaio uso dei diversi profili

- **IPE:**
massima resistenza a flessione in un solo piano
usati per travi
- **HE**
discreta resistenza a flessione anche nell'altro piano
usati per colonne
- **C, angolari**
bassa resistenza a flessione
usati per travi reticolari
- **profili cavi**
buona resistenza a flessione nei due piani; buona resistenza a torsione
usati per colonne e per aste soggette a torsione

Elementi in acciaio sagomario

											
designazioni profilo	dimensioni								A cm ²	p kg/m	U m ² /m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	b ₁ mm	b ₂ mm				
IPE 80	80	46	3,8	5,2	2	59,4	49,4	7,64	1,00	0,208	
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	71,4	66,4	10,3	1,10	0,409	
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4	13,2	13,4	0,475	
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	12,9	0,551	
IPE 160	160	82	5	7,4	9	127,2	145,2	20,1	15,8	0,623	
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	164	23,0	18,0	0,698	

VALORI STATICI RELATIVI AGLI ASSI XX'-YY'										(*) foratura sulle ali				designazione profilo	
		SU 1 ASS		SU 2 ASS											
I _x cm ⁴	W _x cm ³	I _y cm ⁴	J _y cm ⁴	I _z cm ⁴	S _x cm ³	S _y cm ³	d mm	t mm	A' cm ²	W' _x cm ³	A'' cm ²	W' _y cm ³	W'' _y cm ³		
80,1	30,3	3,24	8,49	3,49	1,05	11,6	6,90							IPE 80	
171	34,2	4,37	15,9	5,79	1,24	19,7	8,66							IPE 100	
218	33,0	4,90	27,7	8,05	1,43	30,4	10,5							IPE 120	
541	77,3	5,74	44,9	12,2	1,65	44,2	12,3	11	40	14,9	46,8	12,4	38,0	IPE 140	
569	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,0	11	45	18,5	80,3	16,8	84,9	IPE 160	
1217	146	7,42	101	22,2	2,05	83,2	15,8	13	50	21,8	117	19,7	117	IPE 180	

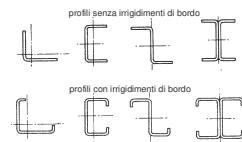
Elementi in acciaio piegati a freddo

- **Lamiere grecate**



- a secco: con materiale isolante e coibente, utilizzate per coperture e tamponamenti
- per cls: fungono da cassero in fase di getto e maturazione, utilizzate per la costruzione di solai intermedi di edifici.

- **Profili strutturali**



Imperfezioni negli elementi in acciaio

Imperfezioni nelle aste

- **meccaniche**
 - Disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei
 - Tensioni residue

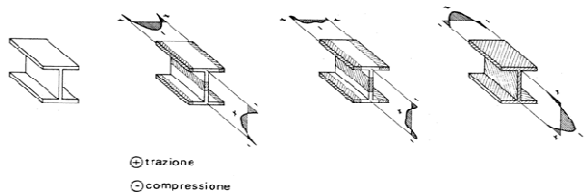


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Imperfezioni

Imperfezioni nelle aste

- **meccaniche**
 - Disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei
 - Tensioni residue
- **geometriche**
 - Imperfezioni geometriche della sezione trasversale
 - Imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta

Queste imperfezioni:

- Influiscono sul comportamento sotto i carichi di esercizio
- Non influiscono sulla resistenza ultima
- Aumentano il rischio di instabilità (riducono resistenza a compressione)

Imperfezioni

Imperfezioni di montaggio

- Colonne non perfettamente verticali
- Aste non perfettamente ortogonali tra loro

Queste imperfezioni:

- Dovrebbero essere tenute in conto esplicitamente nel calcolo (se ne parla più avanti: Analisi strutturale - imperfezioni di montaggio)
- In molti casi sono però trascurabili

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

2 - Problematiche generali; analisi strutturale;
stati limite di esercizio

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Problematiche generali delle strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

Cemento armato

realizzazione monolitica;
in genere strutture fortemente iperstatiche

Acciaio

assemblaggio di elementi;
possibilità di definire il vincolo fornito dal collegamento;
in genere strutture isostatiche o poco iperstatiche

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

Cemento armato

strutture progettate essenzialmente per la resistenza;
verifica di deformazione facilmente soddisfatta

Acciaio

la scelta della sezione è spesso condizionata più dai limiti di deformabilità che dai limiti di resistenza

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante

- instabilità globale, dell'intera struttura
 - instabilità dell'asta
 - instabilità locale, delle parti compresse della sezione

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante

attenzione alla spazialità del fenomeno

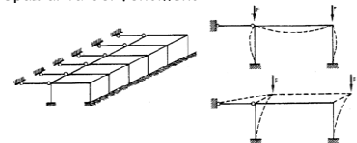


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
 - Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
- Acciaio**
l'instabilità è fortemente condizionante
attenzione alla spazialità del fenomeno
attenzione alle fasi transitorie, durante la costruzione,
perché i bulloni non perfettamente serrati riducono il
grado di vincolo e facilitano l'instabilità

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
 - Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
 - Diversa influenza del peso proprio
- Acciaio**
peso proprio della struttura quasi trascurabile;
vantaggi in zona sismica e per grandi luci;
rischio di inversione del carico per depressione da vento

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
 - Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
 - Problemi di deformabilità
 - Problemi di instabilità
 - Diversa influenza del peso proprio
 - Diverso comportamento a trazione e compressione
- Cemento armato**
lavora meglio a compressione
- Acciaio**
lavora meno bene a compressione, per problemi di
instabilità

Analisi strutturale per le strutture in acciaio

Analisi strutturale

Nell'analisi strutturale occorre tener conto di:

- Non linearità meccanica
- Non linearità geometrica

Analisi strutturale non linearità meccanica

- **Analisi elastica lineare**
è quella comunemente adottata
- **Analisi non lineare (plastica)**
tiene conto della non linearità meccanica mediante
l'introduzione di cerniere plastiche
un modo approssimato per effettuare una analisi plastica è
l'analisi elastica con ridistribuzione, nella quale si parte da una
analisi elastica e si ridistribuisce l'aliquota di momento
eccedente la resistenza plastica, nel rispetto dell'equilibrio

NTC08, punto 4.2.3.3 - EC3-1-1, punto 5.4

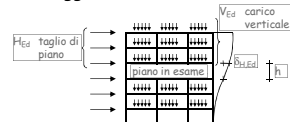
Analisi strutturale non linearità meccanica

- **Analisi elastica lineare**
è quella comunemente adottata
- **Analisi non lineare (plastica)**
tiene conto della non linearità meccanica mediante l'introduzione di cerniere plastiche
- **Analisi non lineare (elasto-plastica)**
tiene conto del legame momento-curvatura non lineare di tutte le sezioni
- **Modelli rigido-plastici**
citati solo dall'Eurocodice 3

NTC08, punto 4.2.3.3 - EC3-1-1, punto 5.4

Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali



$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

Analisi strutturale non linearità geometrica

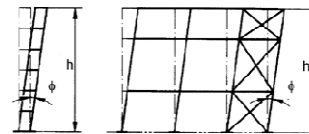
- **Analisi del primo ordine**
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**
tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali;
 - se $\alpha_{cr} > 10$ eseguire l'analisi del primo ordine
 - altrimenti incrementare gli effetti delle azioni ottenuti dall'analisi lineare mediante il coefficiente $\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$

Si veda anche NTC08, punto 7.3.1
(per zona sismica)

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste



$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200 \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m = colonne di piano con $N_{Ed} \geq 0,5 N_{Ed,med}$

EC3-1-1, punto 5.3; Circolare, punto C4.2.3.5

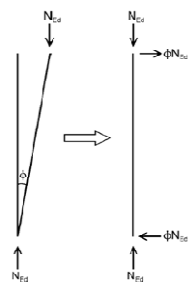
Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste
- Le imperfezioni possono essere sostituite da forze orizzontali equivalenti

Le forze così valutate sono importanti se non ve ne sono altre; sono in genere modeste rispetto alle azioni di vento o sisma

Analoghe indicazioni sono fornite per travi reticolari ed altri schemi strutturali

EC3-1-1, punto 5.3



Stati limite di esercizio

Stati limite di esercizio

Problema: evitare

deformazioni o spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura;

vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

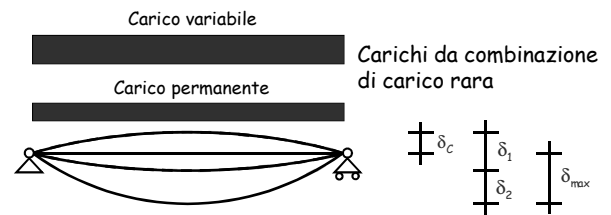
danni alle finiture o agli elementi non strutturali dovuti a deformazioni, spostamenti o oscillazioni.

Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di esercizio?

Verifica degli spostamenti

Verifica degli spostamenti

Calcolo degli spostamenti verticali



δ_c Contromonta

δ_1 Effetto dei carichi permanenti

δ_2 Effetto dei carichi variabili

δ_{max} Spostamento complessivo ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_c$)

Verifica degli spostamenti

Valori massimi di spostamento verticale

Condizioni	δ_{max}	δ_2
Coperture in generale	$L/200$	$L/250$
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	$L/250$	$L/300$
Solai in generale	$L/250$	$L/300$
Solai che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$L/250$	$L/350$
Solai che supportano colonne	$L/400$	$L/500$
Dove δ_{max} può compromettere l'aspetto dell'edificio	$L/250$	

NTC08, punto 4.2.4.2.1

Progetto - stato limite di esercizio

Il progetto è in molti casi condizionato dallo stato limite di esercizio

1 - Invertendo le espressioni di verifica si ottengono formule di progetto per la sezione

$$\delta_{max} \leq (\delta_{max})_{limite}$$

$$\delta_2 \leq (\delta_2)_{limite}$$



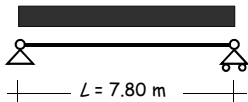
I momento d'inerzia.

2 - Si sceglie il profilato

Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$ oppure Q_k



Trave di copertura che non porta elementi fragili

G_k 0.38 kN/m

Q_k 1.54 kN/m

$G_k + Q_k$ 1.92 kN/m

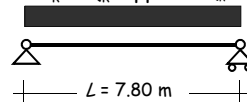
$$\delta_{max} = \frac{5 (G_k + Q_k) L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

$$\delta_2 = \frac{5 Q_k L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E}$$

Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$ oppure Q_k



Trave di copertura che non porta elementi fragili

G_k 0.38 kN/m

Q_k 1.54 kN/m

$G_k + Q_k$ 1.92 kN/m

$$I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E} = \frac{1000}{384} \frac{1.92 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1129 \text{ cm}^4$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 Q_k L^3}{384 E} = \frac{1250}{384} \frac{1.54 \times 7800^3}{210000} \times 10^{-4} = 1133 \text{ cm}^4$$

Scelta del profilato

Deve essere
 $I \geq 1133 \text{ cm}^4$

Si può usare un
IPE 180
 $I=1317 \text{ cm}^4$

Massa: 18.8 kg/m
Peso: 0.188 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	Values statistics / Section pro					
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	I _z cm ⁴	I _z cm ⁴
PE A 100	6.9	111.2	28.21	32.95	4.31	4.44
PE 100	8.1	171.3	34.20	39.41	4.37	5.08
PE A 120	8.7	257.4	43.77	49.67	4.83	5.41
PE 120	10.4	317.3	52.96	60.23	4.90	6.21
PE A 140	10.5	424.2	62.30	71.60	5.70	6.21
PE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64
PE A 160	11.7	698.3	87.21	99.89	6.53	7.80
PE 160	15.8	889.3	108.1	123.9	6.58	9.66
PE A 180	15.4	1103	120.1	135.3	7.37	9.20
PE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25
PE O 180	21.3	1538	165.4	189.5	7.45	12.70
PE A 200	18.4	1591	161.6	181.2	8.23	11.47
PE 200	21.4	1983	194.1	218.4	8.36	14.80
PE O 200	25.1	2281	218.5	249.4	8.32	16.45

Scelta del profilato

Deve essere
 $I \geq 1133 \text{ cm}^4$

Oppure un
HE 140 B
 $I=1509 \text{ cm}^4$
o anche un
HE 160 A
 $I=1673 \text{ cm}^4$

Massa: 33.7 kg/m

Peso: 0.337 kN/m

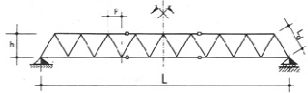
Massa: 30.4 kg/m

Peso: 0.304 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	Values statistics / Section pro					
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	I _z cm ⁴	I _z cm ⁴
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.85	6.15
HE 100 A	16.7	349.2	72.76	81.01	4.06	7.56
HE 100 E	20.4	449.5	85.91	104.2	4.16	9.04
HE 100 M	41.8	1142	106.4	235.8	4.42	18.01
HE 120 AA	14.5	412.4	75.85	84.12	4.71	6.99
HE 120 A	19.0	606.2	106.3	118.5	4.89	8.46
HE 120 E	26.7	804.4	144.1	161.2	5.04	10.66
HE 120 M	52.1	1018	188.2	356.6	5.51	21.15
HE 140 AA	18.1	770.5	112.4	121.8	5.56	7.92
HE 140 A	24.7	1023	155.4	171.5	5.72	10.12
HE 140 E	33.7	1509	215.6	241.4	5.91	13.08
HE 140 M	63.2	2251	311.4	493.8	6.39	24.66
HE 160 AA	23.0	1283	172.4	196.4	6.50	10.30
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.51	13.21
HE 160 E	42.0	2492	311.5	354.0	6.78	17.59
HE 160 M	76.7	3595	456.5	626.6	7.25	30.81

Verifica degli spostamenti Influenza dei giunti

- Nel calcolo degli spostamenti occorre tener conto degli spostamenti relativi che si hanno in corrispondenza dei giunti



$$\delta = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d$$

δ_{el} = Spostamento dovuto alla deformazione elastica delle aste

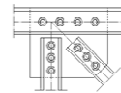
$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d)$$

n = numero di giunti nei correnti

$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d)$$

$\phi - d$ = gioco foro bullone

Esempio



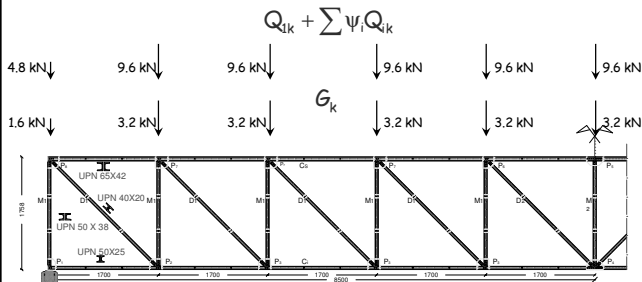
Tutte le aste di parete (montanti e diagonali) sono bullonate



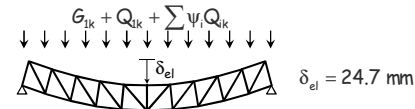
I correnti sono continui tranne che nella mezzera della trave reticolare

Esempio

La trave è stata proporzionata nel rispetto delle verifiche allo stato limite ultimo e deve essere verificata per lo stato limite di esercizio



Esempio



$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d) = \frac{4}{6} \frac{17}{1.76} \times 1 = 6.4 \text{ mm}$$

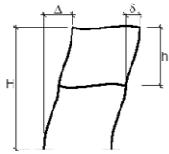
$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d) = \frac{17}{1.7} \sqrt{2} \times 1 = 14.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d = 45.2 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = \frac{17000}{200} = 85 \text{ mm}$$

Verifica degli spostamenti

Spostamenti orizzontali

- Gli spostamenti laterali provocati dai carichi (combinazione rara) non devono superare i limiti di seguito indicati



Condizioni	δ	Δ
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

NTC08, punto 4.2.4.2.2

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

3 - Sforzo normale centrato: trazione; compressione

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Francesca Barbagallo

Verifica e progetto di sezioni allo SLU

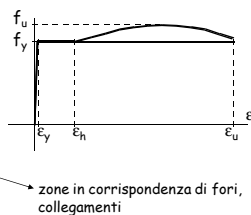
Criteri generali

Tensione di snervamento f_y o tensione ultima f_u ?

La tensione ultima f_u si raggiunge con deformazioni plastiche molto elevate

Se la zona plasticizzata è molto piccola, queste hanno scarso effetto globale: si può accettare di raggiungere f_u

Se la zona plasticizzata è estesa, le deformazioni plastiche non sono accettabili: ci si deve fermare a f_y



aste, in generale

Criteri generali

Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

Vengono usati valori diversi, a seconda del problema

- resistenza di sezioni $\gamma_{M0} = 1.05$
- resistenza di aste all'instabilità $\gamma_{M1} = 1.05$
- resistenza ultima di sezioni
resistenza di bulloni, saldature $\gamma_{M2} = 1.25$
- resistenza di collegamenti ad attrito
per SLU $\gamma_{M3} = 1.25$
per SLE $\gamma_{M3,ser} = 1.10$

Criteri generali

Classificazione delle sezioni

Le parti compresse di una sezione sono soggette al rischio di instabilità (instabilità locale)

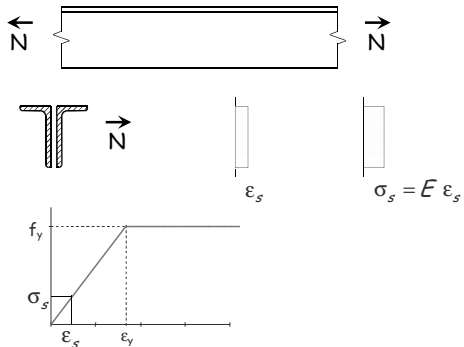
Le sezioni sono divise in 4 classi, in base a quanto l'instabilità locale ne condiziona il comportamento

- classe 1 - massima resistenza, massima duttilità
- classe 2 - massima resistenza, limitata duttilità
- classe 3 - resistenza limitata al raggiungimento della prima plasticizzazione
- classe 4 - instabilità precoce che avviene prima dello snervamento

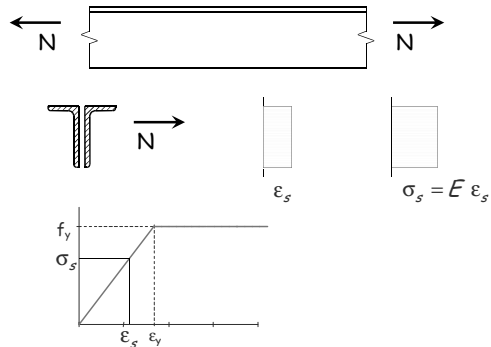
Verranno presentate in seguito

Sforzo normale Trazione

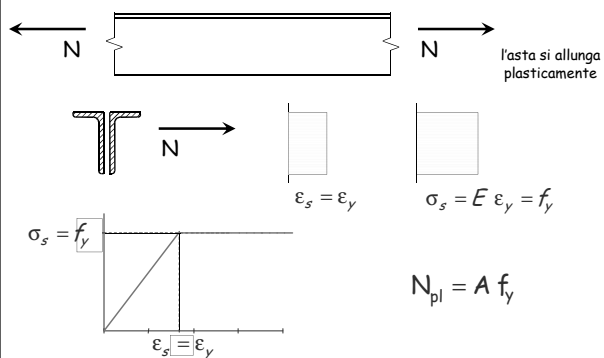
Comportamento al crescere delle deformazioni



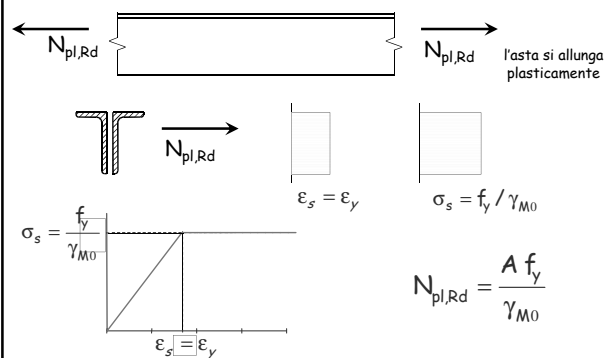
Comportamento al crescere delle deformazioni



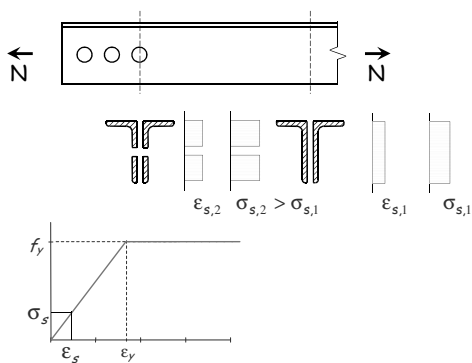
Comportamento al crescere delle deformazioni



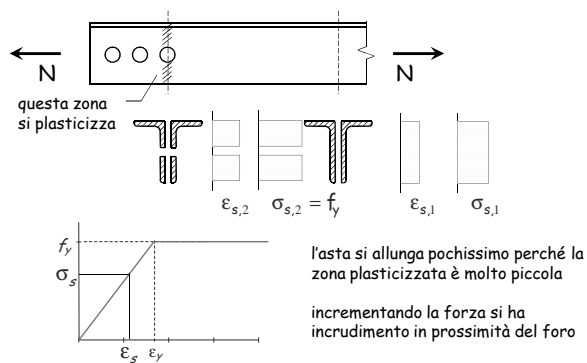
Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione



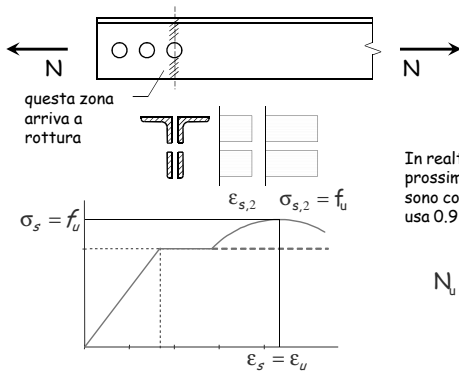
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



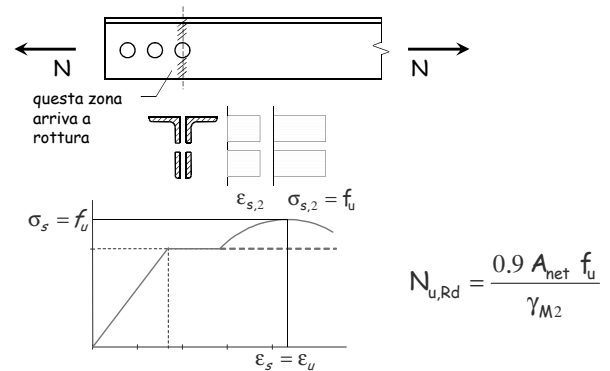
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



Verifica

La resistenza a trazione di un'asta è pari al minore tra i valori della resistenza plastica della sezione piena e della resistenza ultima della sezione indebolita.

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$

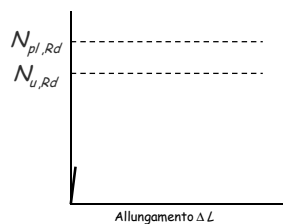
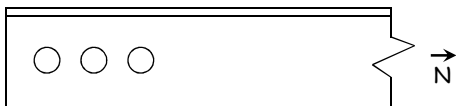
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

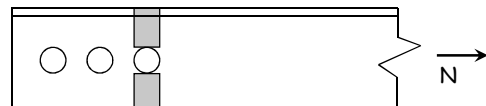
Duttilità

Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$

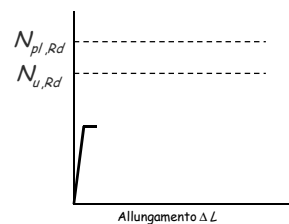
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



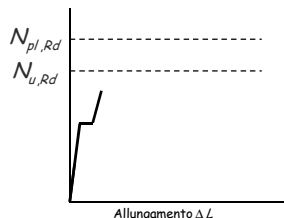
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

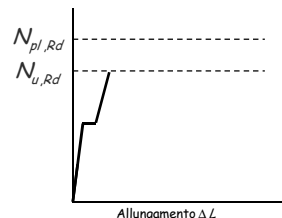


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$

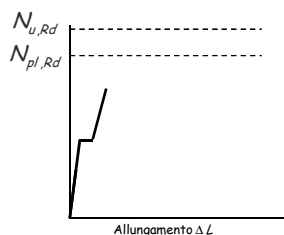


- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Rottura della sezione più debole

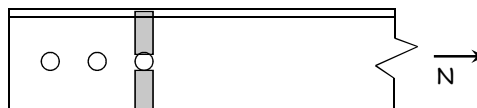
L'asta è fragile



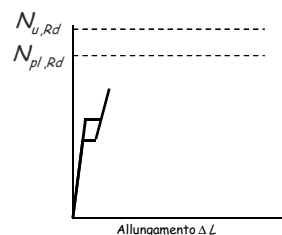
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



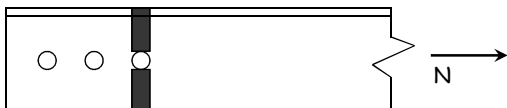
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



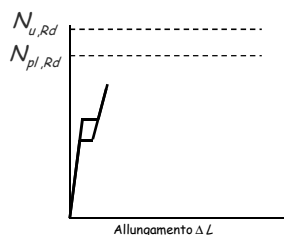
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

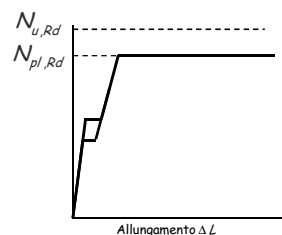


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Plasticizzazione della sezione piena

L'asta è duttile



Duttività

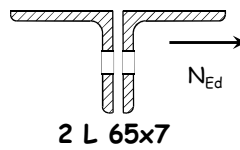
Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra $N_{pl,Rd}$ e $N_{u,Rd}$

- Se $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$
si arriva alla rottura della sezione forata prima dello snervamento dell'intera asta
il comportamento complessivo è fragile
- Se $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$
si arriva allo snervamento dell'intera asta prima della rottura della sezione forata
il comportamento complessivo è duttile

Esempio

Calcolo della resistenza e verifica di duttibilità

Dati:



$$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Bulloni M14

Fori 15 mm

$$A = 2 \times 870 = 1740 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 1740 - 2 \times 15 \times 7 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1740 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 389.4 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 1530 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 396.6 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$$

L'asta resiste ed è duttile

Per ottenere sezioni duttili ...

- Dovendo essere $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$

si deve verificare che

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \geq N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

ovvero

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2}}{1.32} \frac{f_y}{f_u}$$

acciaio	S235	S275	S355
$A_{net}/A \geq$	0.863	0.846	0.921

Progetto

- 1 - Invertendo l'espressione di verifica si ottiene la formula di progetto della sezione.

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

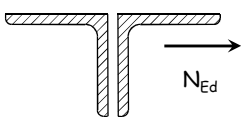
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 3 - Se esistono sezioni indebolite (per fori, intagli, ecc.) bisogna verificare anche che:

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

Esempio

Dati:



$$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Bulloni M14

Fori 15 mm

- 1 - Determinazione dell'area necessaria.

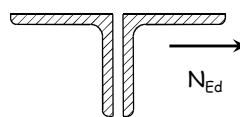
$$A = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed}}{f_y} = \frac{339.9 \times 10^3}{235/1.05} = 1518 \text{ mm}^2$$

- 2 - Scelta della sezione.

Uso 2 L 65x7 $A = 1740 \text{ mm}^2$

Esempio

Dati:



$$N_{Ed} = 339 \text{ kN}$$

Acciaio S235

Bulloni M14

Fori 15 mm

- 3 - Verifica della sezione indebolita.

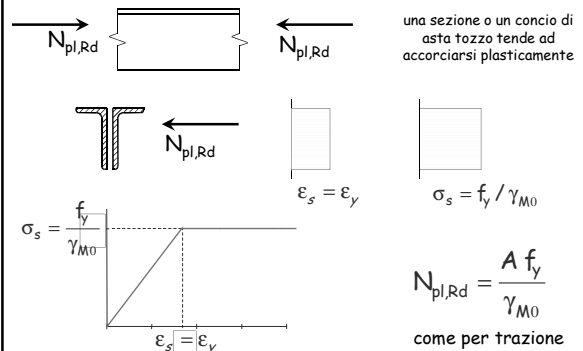
$$A_{net} = A - A_{foro} = 1740 - 2 \times 15 \times 7 = 1530 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 360 \times 1530}{1.25 \times 10^3} = 396.6 \text{ kN} > N_{Ed}$$

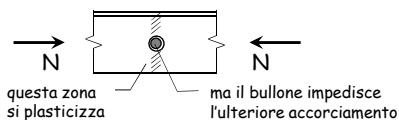
Anche la sezione indebolita è verificata

Sforzo normale Compressione

Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione

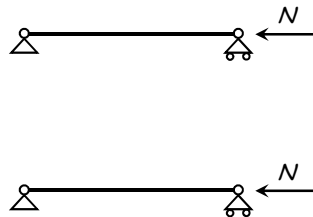


Comportamento quando vi sono dei fori

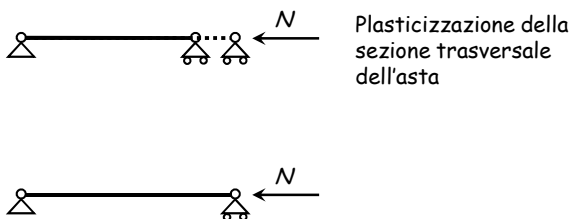


- Una sezione, o un'asta tozza, compressa hanno la stessa resistenza di una sezione compressa
 - La presenza di fori (che contengono bulloni) non inficia la resistenza
- ... ma questo vale solo per la sezione, o per un elemento tozzo, non per le aste usuali

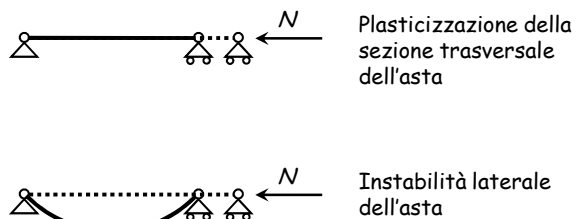
Modalità di collasso di aste compresse



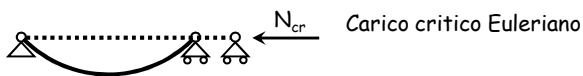
Modalità di collasso di aste compresse



Modalità di collasso di aste compresse



Comportamento ultimo di un'asta ideale



$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_0^2}$$

I = momento d'inertia della sezione
 l_0 = lunghezza libera d'inflessione

Dividendo per l'area della sezione si ottiene la tensione critica di un'asta ideale:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

λ = snellezza dell'asta $\lambda = \frac{l_0}{i}$
 i = raggio d'inertia della sezione

Comportamento ultimo di un'asta ideale

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_0^2}$$

$$v'' = -\frac{Nv}{EI}$$

$$EIv'' + Nv = 0$$

Equazione

$$v = \sin\left(\frac{\pi z}{l}\right)$$

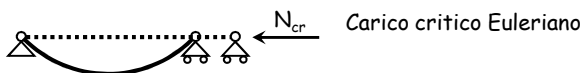
Soluzione tipo

$$v' = -\frac{\pi}{l} \cos\left(\frac{\pi z}{l}\right)$$

Soluzione

$\frac{dv}{dz} = -\varphi$
 $\frac{d\varphi}{dz} = \frac{M}{EI}$
 $M = Nv$

Comportamento ultimo di un'asta ideale



$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_0^2}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

λ = snellezza dell'asta

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2 A}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Comportamento ultimo di un'asta ideale

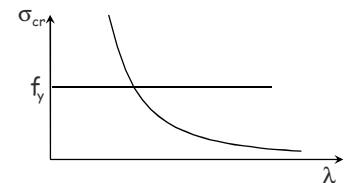
$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico



Verifica di un'asta ideale

$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

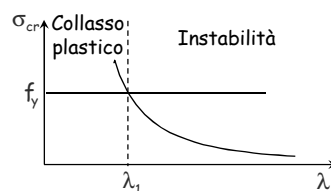
Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$



Aste reali

Nelle aste reali sono sempre presenti imperfezioni di tipo geometrico e meccanico:

- L'asse dell'asta non è mai perfettamente rettilineo;
- La sezione trasversale dell'asta è sede di tensioni (residue) ancor prima dell'applicazione dei carichi sulla struttura;
- La tensione di snervamento non è costante sulla sezione.

Comportamento delle aste reali

A causa delle imperfezioni la resistenza all'instabilità di un'asta reale è inferiore a quella dell'asta di Eulero.

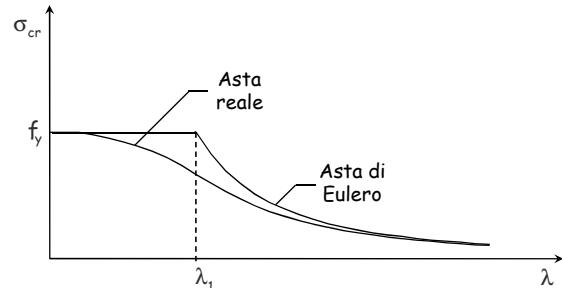
Per esempio, se l'asse dell'asta non è rettilineo nasce anche un momento flettente e le tensioni nella sezione non sono costanti.

La resistenza viene calcolata tenendo conto degli effetti del secondo ordine (incremento di freccia e di momento flettente al crescere di N) e considerando come limite il raggiungimento di f_u nel punto più sollecitato.

La σ_{cr} (calcolata come N_{cr}/A) è più piccola di quanto previsto per aste perfette.

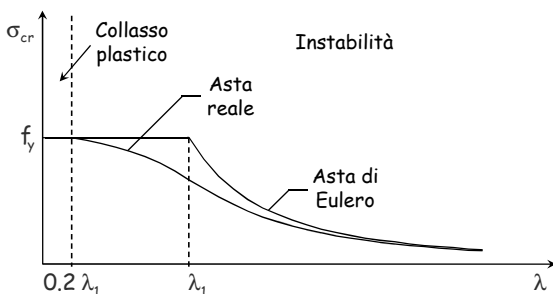
Comportamento delle aste reali

A causa delle imperfezioni la resistenza all'instabilità di un'asta reale è inferiore a quella dell'asta di Eulero.



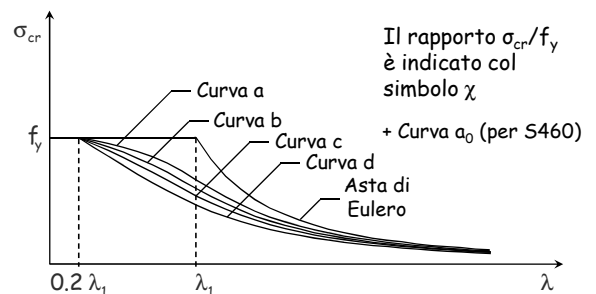
Comportamento delle aste reali

Il collasso plastico avviene solo per valori di snellezza molto bassi $\lambda \leq 0.2 \lambda_1$.



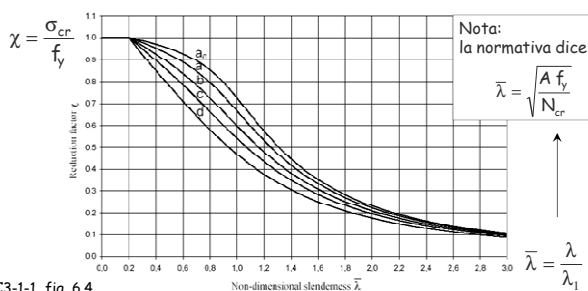
Comportamento delle aste reali

Il comportamento dipende dal tipo di profilato. La normativa (NTC08, EC3) distingue 5 curve di stabilità



Comportamento delle aste reali

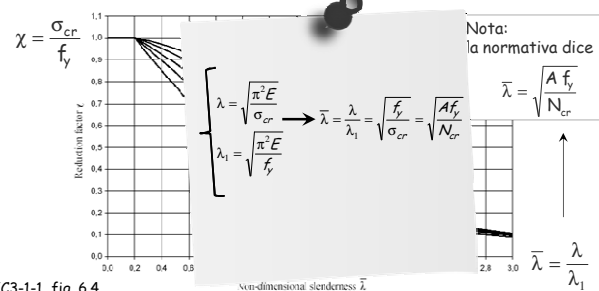
Il comportamento dipende dal tipo di profilato. La normativa (NTC08, EC3) distingue 5 curve di stabilità



EC3-1-1, fig. 6.4

Comportamento delle aste reali

Il comportamento dipende dal tipo di profilato. La normativa (NTC08, EC3) distingue 5 curve di stabilità



EC3-1-1, fig. 6.4

Comportamento delle aste reali

Vengono fornite anche formule per calcolare χ

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Curva di instabilità	ϵ_0	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

NTC08, punto 4.2.4.1.3 - EC3-1-1, punto 6.3.1

Comportamento delle aste reali

- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

Tipo di sezione	Limiti	Asse di inflessione	Curva di stabilità per:	
			S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminare	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $h/t_f > 1.2$	x-x	a	a ₀
		y-y	b	a ₀
		x-x	b	a
	$t_f > 40 \text{ mm}$ $h/t_f \leq 1.2$	y-y	c	a
		x-x	b	a
		y-y	c	a
Sez. ad I saldate	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h/t_f > 1.2$	x-x	d	c
		y-y	d	c
		x-x	d	c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	x-x	b	b
		y-y	c	c
		x-x	c	c

Comportamento delle aste reali

- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

Tipo di sezione	Limiti	Asse di inflessione	Curva di stabilità per:	
			S235 S275 S355 S420	S460
Sez. curve	formate a caldo	qualunque	e	a ₀
	formate a freddo	qualunque	c	c
Sez. sez. saldate	in generale	qualunque	b	b
	saldate con $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_f < 30$	qualunque	c	c

Comportamento delle aste reali

- Le imperfezioni (e quindi la scelta tra le curve) dipende dalla forma del profilo

Tipo di sezione	Limiti	Asse di inflessione	Curva di stabilità per:	
			S235 S275 S355 S420	S460
Sez. piane, ad U e T		qualunque	c	c
Sez. ad L		qualunque	b	b

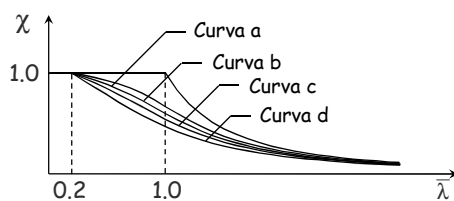
Verifica

$$N_b = A \sigma_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y A = \chi f_y A$$

$$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \leq 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

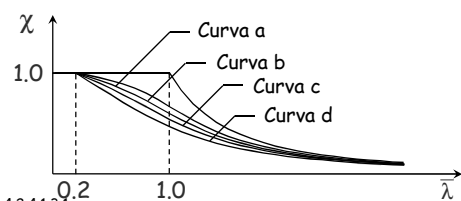


Verifica

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Resistenza all'instabilità

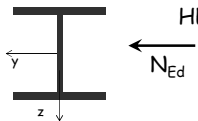
$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$



NTC 08, punto 4.2.4.1.3.1

Esempio

Dati:



HE 240 A $N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $l_0 = 3.50 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

1 - Determinazione della snellezza

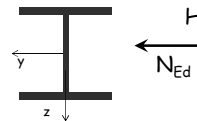
Piano di maggiore snellezza: z-z

$$i_z = 60.0 \text{ mm} \quad \lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{3500}{60} = 58.33$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{58.33}{93.91} = 0.621$$

Esempio

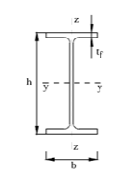
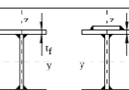
Dati:



HE 240 A $N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $l_0 = 3.50 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

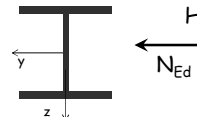
2 - Individuazione della curva di instabilità

Esempio

Sezione trasversale	Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
			S235, S275, S355, S420	S460
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d

Esempio

Dati:



HE 240 A $N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $l_0 = 3.50 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

2 - Individuazione della curva di instabilità

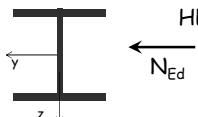
curva c

$\alpha = 0.49$

Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Esempio

Dati:

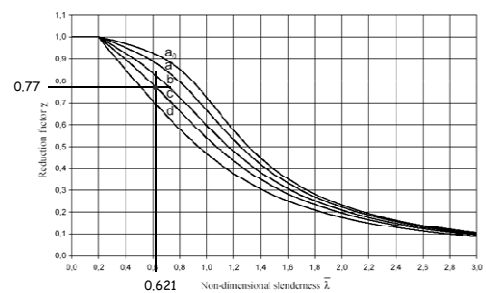


HE 240 A $N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $l_0 = 3.50 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

3 - Determinazione di χ

Esempio

• Graficamente



Esempio

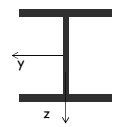
- Analiticamente $\bar{\lambda} = 0.621$ $\alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.7961$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = 0.7728$$

Esempio

Dati:



HE 240 A

$$N_{Ed} = -1250 \text{ kN}$$

Acciaio S235

$$l_0 = 3.50 \text{ m}$$

(uguale nei due piani)

3 - Determinazione di χ

$$\chi = 0.7728$$

$$|N_{Ed}| < N_{b,Rd}$$

La sezione è verificata

4 - Calcolo di $N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7728 \times 76.84 \times 235}{1.05} \times 10^{-1} = 1329 \text{ kN}$$

Progetto

- Si assegna a χ un valore di tentativo e si ottiene la formula di progetto della sezione invertendo l'espressione di verifica

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \Leftrightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{\chi f_y / \gamma_{M1}}$$

- Si sceglie il profilato

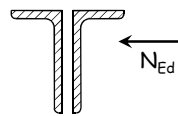
(evitare snellezze $\lambda > 200$ per membrature principali e $\lambda > 250$ per membrature secondarie)

- Si calcola $N_{b,Rd}$ e si confronta con N_{Ed}

Se $N_{b,Rd} < N_{Ed}$ oppure se $N_{b,Rd}$ è molto più grande di N_{Ed} si itera il procedimento.

Esempio

Dati:



$$N_{Ed} = -343 \text{ kN}$$

Acciaio S235

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$L = l_0 = 1.80 \text{ m}$$

1 - Determinazione dell'area necessaria

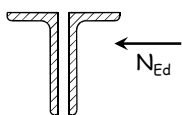
$$\chi = 0.6 \quad \Leftrightarrow \quad A = \frac{N_{Ed}}{\chi f_y / \gamma_{M1}} = \frac{342.9 \times 10^3}{0.6 \times 235 / 1.05} = 2554 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione

Uso 2 L 60x120x8 $A = 2780 \text{ mm}^2$

Esempio

Dati:



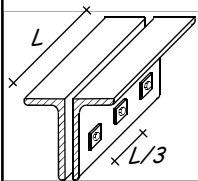
$$N_{Ed} = -343 \text{ kN}$$

Acciaio S235

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$L = l_0 = 1.80 \text{ m}$$

3 - Calcolo di $N_{b,Rd}$



Coppia di profili

$$i_{cp} = 23.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_{cp} = \frac{b}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_{cp}^2 + \lambda_{sp}^2} = 88.9$$

Singolo profilo

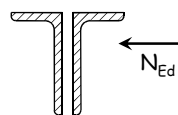
$$i_{sp} = 12.7 \text{ mm}$$

$$\lambda_{sp} = \frac{b/3}{i_{sp}} = \frac{600}{12.7} = 47.2$$

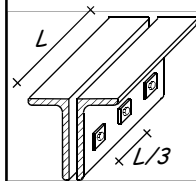
$$\bar{\lambda}_{eq} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_1} = \frac{88.9}{93.9} = 0.95$$

Esempio

Dati:



3 - Calcolo di $N_{b,Rd}$



Coppia di profili

$$i_{cp} = 23.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_{cp} = \frac{b}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_{cp}^2 + \lambda_{sp}^2} = 88.9$$

Singolo profilo

$$i_{sp} = 12.7 \text{ mm}$$

$$\lambda_{sp} = \frac{b/3}{i_{sp}} = \frac{600}{12.7} = 47.2$$

$$\bar{\lambda}_{eq} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_1} = \frac{88.9}{93.9} = 0.95$$

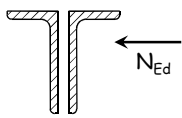
$$A_{cp} = 2 \cdot A_{sp}$$

$$I_{y,cp} = 2 \cdot I_{y,sp} \quad I_{z,cp} = 2 \cdot (I_{z,sp} + A_{sp} \cdot d^2)$$

$$i_{y,cp} = \sqrt{\frac{I_{y,cp}}{A_{cp}}} = i_{y,sp} \quad i_{z,cp} = \sqrt{\frac{I_{z,cp}}{A_{cp}}} \neq i_{z,sp}$$

Esempio

Dati:



$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -343 \text{ kN} \\ \text{Acciaio} &\text{ S235} \\ \lambda_1 &= 93.9 \\ L = l_0 &= 1.80 \text{ m} \end{aligned}$$

3 - Calcolo di $N_{b,Rd}$

$$\bar{\lambda}_{eq} = 0.95$$

Curva b

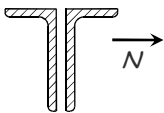
$$\chi = 0.63$$

per profili a L (un tempo era curva c)

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.63 \times 235 \times 2780}{1.05 \times 10^3} = 392.6 \text{ kN} \geq N_{Ed}$$

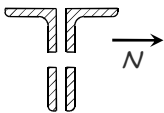
Confronto tra
tensioni ammissibili e SLU
(lasciato solo per documentazione)

Verifica a trazione - tensioni ammissibili



$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma} \\ N_{max} &= \bar{\sigma} A \geq N \end{aligned}$$

Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite



$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A_{net}} \leq \bar{\sigma} \\ N_{max} &= \bar{\sigma} A_{net} \geq N \end{aligned}$$

NTC 08, punto 4.2.4.1.2

Verifica a trazione - confronto TA-SLU

Sezione piena

Sezione indebolita

TA

$$N_{max} = \bar{\sigma}_s A$$

160

ma i carichi
per SLU sono
1.4 volte tanto

$$160 \times 1.4 = 224 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma}_s A_{net}$$

$$160 \times 1.4 = 224 \text{ MPa}$$

SLU

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} A$$

$$235 / 1.05 = 224 \text{ MPa}$$

Acciaio S235 (Fe 360)

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{net}$$

$$0.9 \times 360 / 1.25 = 259 \text{ MPa}$$

Verifica a trazione - confronto TA-SLU

Sezione piena

Sezione indebolita

TA

$$N_{max} = \bar{\sigma}_s A$$

240

$$240 \times 1.4 = 336 \text{ MPa}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma}_s A_{net}$$

$$240 \times 1.4 = 336 \text{ MPa}$$

SLU

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} A$$

$$355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

Acciaio S355 (Fe 510)

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{net}$$

$$0.9 \times 510 / 1.25 = 367 \text{ MPa}$$

Verifica a trazione - confronto TA-SLU commento

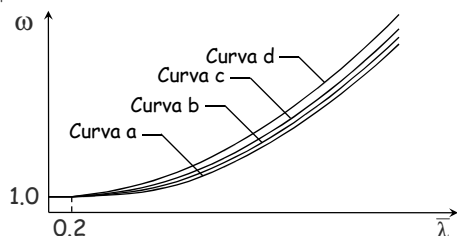
Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a trazione valutata allo stato limite ultimo è:

- Sostanzialmente simile a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione piena;
- Sensibilmente maggiore (tra il 10 ed 15% più grande) a quella valutata alle tensioni ammissibili per la sezione indebolita.

Verifica a compressione - tensioni ammissibili

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \leq \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y \leq \frac{f_y}{\omega} \quad \sigma = \omega \frac{N}{A} \leq f_y$$

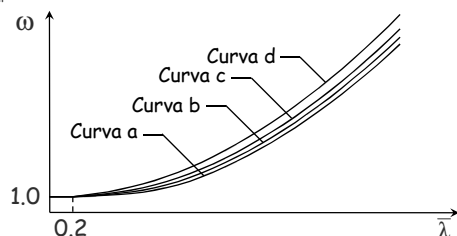
$$\omega = \frac{f_y}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica a compressione - tensioni ammissibili

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \leq \frac{\sigma_{cr}}{f_y} f_y \leq \frac{f_y}{\omega} \quad \text{Applicando il coefficiente di sicurezza a } f_y \dots$$

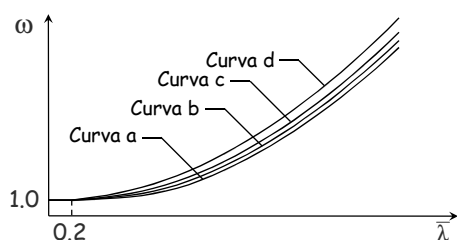
$$\omega = \frac{f_y}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \sigma = \omega \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}$$



Verifica a compressione - tensioni ammissibili

$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{Sforzo normale ammissibile}$$

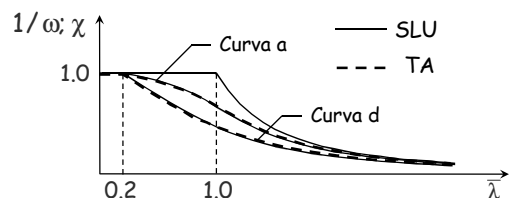
$$N \leq N_{max}$$



Verifica - confronto TA-SLU

$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{TA}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} \quad \text{SLU}$$



Verifica - confronto TA-SLU

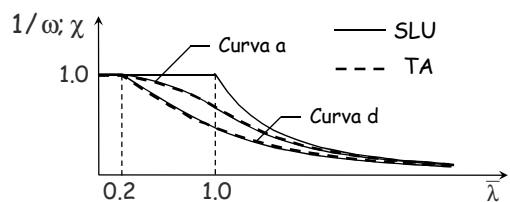
$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A \quad \text{TA}$$

$$160 \text{ MPa} \quad 160 \times 1.4 = 224 \text{ MPa}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} \quad \text{SLU}$$

$$235 / 1.05 = 224 \text{ MPa}$$

Acciaio S235 (Fe 360)



Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

4 - Instabilità locale

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Riferimenti

Normativa

- EN 1993-1-3, Eurocodice 3, parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- EN 1993-1-5, Eurocodice 3, parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

Testi

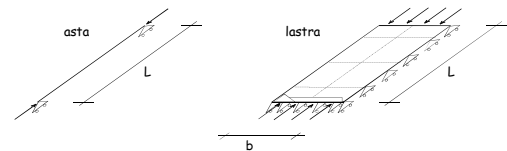
- A.C. Walker, Design and Analysis of Cold-formed Sections, London, Intertext books, 1975
- A. Ghersi, R. Landolfo, F.M. Mazzolani, Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members, Spon Press, London and New York, 2002
- V. Dipaola, G. Prete, F. Prete, I profili formati a freddo nelle opere di carpenteria metallica, Aracne editrice, 2010

Instabilità locale

Instabilità di un'asta o una lastra compressa

asta elemento monodimensionale
vincolata agli estremi in modo da consentire spostamenti solo nella direzione del carico

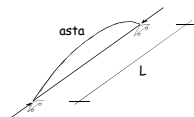
lastra elemento bidimensionale
vincolata lungo i bordi in modo da consentire spostamenti solo nella direzione del carico



Carico critico di un'asta compressa

asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- la deformata critica è un'unica onda, con semi-lunghezza d'onda pari alla lunghezza dell'asta l



Carico critico di un'asta compressa

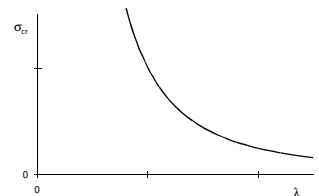
asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

La teoria, sviluppata da Eulero, fornisce

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A} = \frac{\pi^2 E}{(l/i)^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

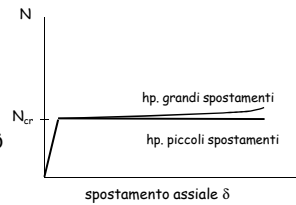
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \lambda = \frac{l}{i}$$



Comportamento post-critico di un'asta compressa

asta ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

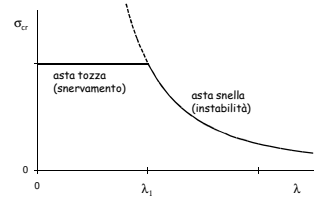
- quando si raggiunge il carico critico si hanno spostamenti trasversali molto grandi per piccolissimi incrementi di carico
- in pratica il carico non può aumentare ulteriormente e la rigidità assiale si può considerare nulla



Carico critico di un'asta compressa

asta perfetta ma di materiale elastico-perfettamente plastico

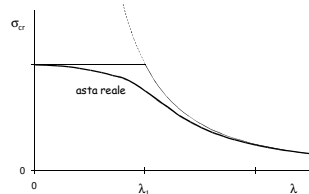
- la tensione critica non può superare la tensione di snervamento
- aste tozze: si snervano prima di instabilizzarsi
- aste snelle: si instabilizzano in campo elastico
- il limite è costituito dalla snellezza λ_1 che corrisponde alla tensione di snervamento $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$



Carico critico di un'asta compressa

asta reale con imperfezioni e costituita da materiale elastico-perfettamente plastico

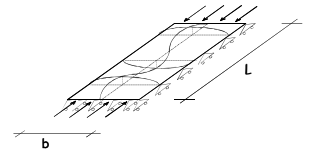
- la tensione critica è minore di quella che si avrebbe nel caso di asta perfetta
- il comportamento post-critico è comunque analogo a quello dell'asta perfetta



Carico critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

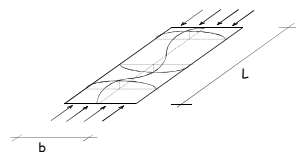
- le ondulazioni che si formano hanno una lunghezza della semi-onda comparabile con la larghezza b



Carico critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

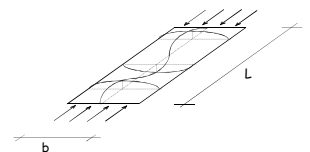
- tenendo conto che $A = b \cdot t$ e $I = \frac{b \cdot t^3}{12}$ si ha $N_{cr} = \frac{k \pi^2 E I}{(1 - \nu^2) b^2} = \frac{k \pi^2 E t^3}{12 (1 - \nu^2) b}$ e $\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$ e $k = \left(\frac{l}{m b}\right)^2 + 2 + \left(\frac{m b}{l}\right)^2$ m = numero di semi-onde per $l > 4 b$ $k \rightarrow 4$



Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

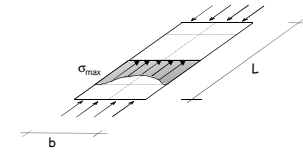
- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale
- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico



Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- per $N > N_{cr}$
 - le fibre longitudinali più vicine al bordo, più vincolate, sono più rigide di quelle centrali e portano un carico maggiore
 - il diagramma delle tensioni in mezzeria non è uniforme, ma ha un valore massimo in prossimità dei bordi e minimo al centro



$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} = \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$$

Walker, 1975

Tensione massima (σ_{max}) rispetto a quella critica (σ_{cr}) calcolata in funzione di N (diviso N_{cr})

σ_{max}/σ_{cr}	N/N_{cr}	$\Delta N/\Delta \sigma$
0.0000	0.00	1.00
1.0000	1.00	1.00
1.1328	1.02	0.26
1.3882	1.10	0.26
1.5802	1.15	0.25
1.7868	1.20	0.25
1.9900	1.25	0.25
2.1558	1.30	0.24
2.4042	1.35	0.24
2.6192	1.40	0.24
2.8288	1.45	0.23
3.0450	1.50	0.23
3.2638	1.55	0.23
3.4852	1.60	0.23
3.7092	1.65	0.22
3.9358	1.70	0.22
4.1650	1.75	0.22
4.3968	1.80	0.22
4.6312	1.85	0.21
4.8682	1.90	0.21
5.1078	1.95	0.21
5.3500	2.00	0.21
5.5948	2.05	0.20
5.8432	2.10	0.20
6.0922	2.15	0.20
6.3448	2.20	0.20
6.6000	2.25	0.20
6.8578	2.30	0.19
7.1182	2.35	0.19
7.3812	2.40	0.19
7.6468	2.45	0.19

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} = \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$$

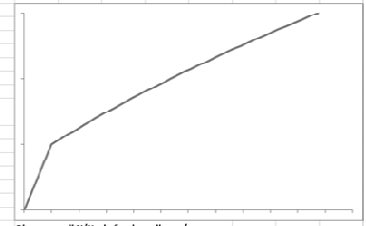


Diagramma di N/N_{cr} in funzione di σ_{max}/σ_{cr}

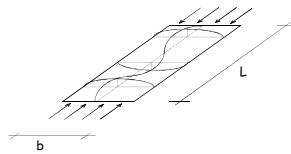
Si può ritenere che l'accorciamento Δx max sia proporzionale a σ_{max} quindi il diagramma mostra anche N in funzione di Δx .
Si nota la brusca riduzione di rigidità dopo N_{cr} .
Il tratto postcritico non è esattamente lineare (ma quasi) grazie alla loro rigidità post critica è qui circa il 20% di quella elastica.

Vedi file Instabilità locale, foglio sigma max

Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale

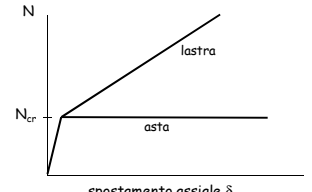


- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico
 - la rigidità assiale della lastra si riduce (fino al 40% del valore iniziale) ma non si annulla

Comportamento post-critico di una lastra compressa

lastra ideale priva di imperfezioni e costituita da materiale linearmente elastico

- quando si raggiunge il carico critico lo sbandamento fuori piano causa l'allungamento delle fibre trasversali, che tendono quindi a limitarlo grazie alla loro rigidità estensionale

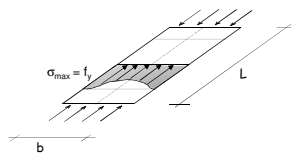


- per questo motivo:
 - è possibile aumentare ulteriormente il carico
 - la rigidità assiale della lastra si riduce (fino al 40% del valore iniziale) ma non si annulla

Carico massimo di una lastra compressa

lastra perfetta ma di materiale elastico-perfettamente plastico

- il carico massimo corrisponde al raggiungimento della tensione di snervamento nella fibra più sollecitata



$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{cr}} = \frac{N}{N_{cr}} + 2.83 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) + 0.52 \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right)^2$$

$$\sigma_{max} = f_y$$

$$\frac{N_{ult}}{N_y} = 0.36 + 0.83 \frac{N_{cr}}{N_y} - 0.19 \frac{(N_{ult}/N_y)^2}{N_{cr}/N_y}$$

Walker, 1975

$$\frac{N_{ult}}{N_y} = \frac{N_{cr}}{N_y} \left[-2.683 + \sqrt{11.639 + \frac{1.923}{N_{cr}/N_y}} \right]$$

N_{ult}/N_y in funzione di N_{cr}/N_y

N_{cr}/N_y	N_{ult}/N_y	err	N_{ult}/N_y
0.00	0.000	0.000	0.000
0.005	0.086	0.0000	0.086
0.01	0.116	-0.0001	0.116
0.02	0.139	-0.0001	0.134
0.05	0.219	0.0000	0.220
0.10	0.307	-0.0001	0.287
0.15	0.339	-0.0002	0.339
0.20	0.385	-0.0002	0.385
0.25	0.428	0.0010	0.428
0.30	0.469	0.0000	0.470
0.35	0.510	-0.0002	0.510
0.40	0.549	0.0000	0.549
0.45	0.588	0.0001	0.588
0.50	0.626	-0.0001	0.626
0.55	0.664	-0.0001	0.664
0.60	0.702	0.0000	0.702
0.65	0.740	-0.0003	0.739
0.70	0.777	0.0000	0.777
0.75	0.815	-0.0010	0.814
0.80	0.852	0.0000	0.851
0.85	0.889	0.0001	0.889
0.90	0.926	-0.0002	0.926
0.95	0.963	0.0000	0.963
1.00	1.000	0.0000	1.000

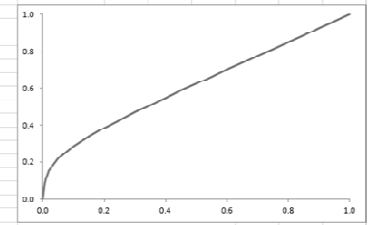


Diagramma di N_{ult}/N_y in funzione di N_{cr}/N_y

$$\frac{N_{ult}}{N_y} = \frac{N_{cr}}{N_y} \left[-2.683 + \sqrt{11.639 + \frac{1.923}{N_{cr}/N_y}} \right]$$

$$\frac{N_{ult}}{N_y} = 0.36 + 0.83 \frac{N_{cr}}{N_y} - 0.19 \frac{(N_{ult}/N_y)^2}{N_{cr}/N_y}$$

Vedi file Instabilità locale, foglio N ult

Esempio

Determinazione di N_{cr} e N_{ult}

b	200	mm
l	350	mm
t	2.5	mm
E	210000	MPa
v	0.3	
f_y	235	MPa
l/b	4.75	
l/t	80.00	
m	5	
k	4.011	
σ_{cr}	118.9	
N_{cr}	59.5	kN
N_y	117.0	kN
N_{cr}/N_y	0.506	
N_{ult}/N_y	0.631	
N_{ult}	74.1	kN

$$k = \left(\frac{l}{m b} \right)^2 + 2 + \left(\frac{m b}{l} \right)^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$$

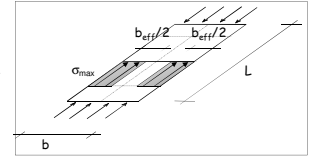
$$\frac{N_{ult}}{N_y} = \frac{N_{cr}}{N_y} \left[-2.683 + \sqrt{11.639 + \frac{1.923}{N_{cr}/N_y}} \right]$$

Vedi file Instabilità locale, foglio esempio

Comportamento post-critico di una lastra compressa

Approccio semplificato: Von Karman, 1932

- per $N > N_{cr}$
 - si assume che il diagramma delle tensioni sia costante (pari a σ_{max}) ma agisca solo su una parte b_{eff} della lastra
 - la larghezza b_{eff} è tale da mantenere invariata la risultante delle tensioni



b_{eff} è detta larghezza efficace

Comportamento post-critico di una lastra compressa

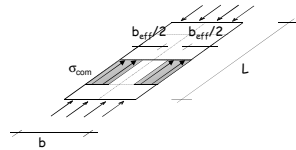
Approccio semplificato: Von Karman, 1932 (asta perfetta)

- la larghezza efficace potrebbe essere calcolata dalle espressioni mostrate in precedenza

es. per $N = N_{ult}$ $\frac{b_{eff}}{b} = \frac{N_{ult}}{N_y}$

- ma si preferisce assumere che, per un dato σ_{com} , b_{eff} sia la larghezza per la quale questa tensione è critica

$$\sigma_{cr}(b_{eff}) = \sigma_{com} \quad \sigma_{com} = \sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b_{eff}/t)^2} \Rightarrow b_{eff}$$



Comportamento post-critico di una lastra compressa

Approccio semplificato: Von Karman, 1932 - EC3 (asta perfetta)

$$\sigma_{com} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b_{eff}/t)^2}$$

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}$$

$$\sigma_{com} = \frac{k \pi^2 E (b/b_{eff})^2}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4 \epsilon \sqrt{k}} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{b}{b_{eff}} = \frac{b}{t \sqrt{\frac{12 (1 - \nu^2) \sigma_{com}}{k \pi^2 E}}} \quad \bar{\lambda}_p \quad (\text{per } \sigma_{com} = f_y)$$

Si noti che è anche $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$

Comportamento post-critico di una lastra compressa

Approccio semplificato: Von Karman, 1932 - EC3

lastra perfetta:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p}$$

lastra reale, con imperfezioni:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2}$$

L'espressione viene generalizzata nell'Eurocodice 3 per tener conto di vincoli differenti e distribuzioni di tensioni non uniformi

- internal compression elements:
 - $\rho = 1.0$ for $\bar{\lambda}_p \leq 0.673$
 - $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0$ for $\bar{\lambda}_p > 0.673$, where $(3 + \psi) \geq 0$
- outstand compression elements:
 - $\rho = 1.0$ for $\bar{\lambda}_p \leq 0.748$
 - $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0$ for $\bar{\lambda}_p > 0.748$

Eurocodice 3, parte 1-5, punto 4.4

Indicazioni di normativa

Eurocodice 3, parte 1-5, punto 4.4

Table 4.1: Internal compression elements

Stress distribution (compression positive)	Effective width b_{eff}
	$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = 0.5 b_{eff}$ $b_{c2} = 0.5 b_{eff}$
	$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{c2} = b_{c1} - b_{c1}$
	$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho \bar{b} = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{c1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{c2} = 0.6 b_{eff}$
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	
Buckling factor k_{σ}	1, 8.2 / (1.05 + ψ), 7.81, 7.81 - 6.29 ψ + 9.78 ψ^2 , -1, 5.98 (1 - ψ) ²

Table 4.2: Outstand compression elements

Stress distribution (compression positive)		Effective ^b width b_{eff}			
	$I > \psi \geq 0$	$b_{eff} = \rho \cdot c$			
	$\psi < 0$	$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_t / \sigma_c$		1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Buckling factor k_{σ}	0,43	0,57	0,85	$0,57 + 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
	$I > \psi \geq 0$	$b_{eff} = \rho \cdot c$			
	$\psi < 0$	$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_t / \sigma_c$		1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$
Buckling factor k_{σ}	0,43	0,578 / $(\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	
				23,8	

Comportamento post-critico di una lastra compressa

Approccio semplificato: Von Karman, 1932 - EC3

Per elementi soggetti a tensioni $< f_y$ si usa

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}}$$

con la stessa espressione di ρ $\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_{p,red} - 0,22}{\bar{\lambda}_{p,red}^2}$

precedenti versioni dell'EC3 consideravano troppo cautelativa l'espressione e suggerivano

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \frac{\bar{\lambda}_{p,red} - 0,22}{\bar{\lambda}_{p,red}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_p - 0,6}$$

Eurocode 3, parte 1-5, punto 4.4

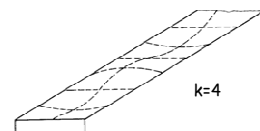
Comportamento post-critico di una lastra compressa

Differenti possibili approcci semplificati:

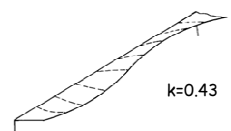
- **larghezza efficace**
 - è l'approccio base, il più utilizzato
- **spessore efficace**
 - è usato per ridurre il contributo degli irrigidimenti nella parte 1-3 dell'Eurocode 3
 - è usato diffusamente nell'Eurocode 9 (alluminio)
- **area efficace**
 - è citato come approccio generale nella parte 1-5 dell'Eurocode 3
- **tensione ridotta**
 - era usato nel passato

Lastra con un bordo longitudinale libero

- il comportamento è analogo a quello della lastra in cui entrambi i bordi longitudinali sono vincolati, ma il suo carico critico è molto più basso
- la tensione critica può essere calcolata con le stesse espressioni valide per lastra vincolata a entrambi i bordi, ponendo però $k=0.43$



vincolata su due lati



vincolata su un solo lato

Esempio

Larghezza efficace

lastra vincolata su due bordi longitudinali			
b	200	mm	
t	2,5	mm	
k	4		
E	210000	MPa	
ν	0,3		
f _y	235	MPa	
b/t	80		
σ _{cr}	118,6	MPa	
EC3 per σ _{max} =f _y			
in assenza di imperfezioni			
λ ₀	1,408		
b _{eff} /b	0,720	0,599	
per σ _{max} =0,5 f _y /γ _{M0}			
λ _{p,red}	0,996		
b _{eff} /b	1,000	0,782	

lastra con un bordo longitudinale libero			
b	100	mm	
t	2,5	mm	
k	0,43		
E	210000	MPa	
ν	0,3		
f _y	235	MPa	
b/t	40		
σ _{cr}	51,0	MPa	
EC3 per σ _{max} =f _y			
in assenza di imperfezioni			
λ ₀	2,348		
b _{eff} /b	0,166	0,138	
per σ _{max} =0,5 f _y /γ _{M0}			
λ _{p,red}	1,515		
b _{eff} /b	0,658	0,563	

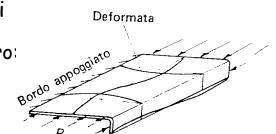
Vedi file Instabilità locale, foglio b eff

Lastre molto snelle

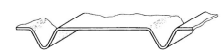
- per annullare o limitare la riduzione del carico critico (e quindi della capacità portante) si possono aggiungere degli irrigidimenti

List-Group">

- per lastre con un bordo libero: irrigidimenti di bordo

List-Group">

- per tutte le lastre : irrigidimenti intermedi



occorre verificare l'efficacia degli irrigidimenti (controllare che non vadano in carico critico)

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

5 - Instabilità locale e classificazione delle sezioni

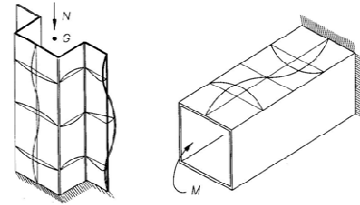
Villa Redenta, Spoleto

2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Instabilità locale (imbozzamento).

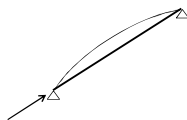
- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione



Instabilità locale (imbozzamento).

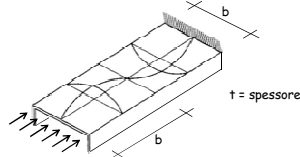
- Asta compressa

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l_0 / i)^2}$$



- Lastra compressa

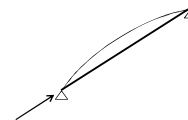
$$\sigma_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2}$$



Comportamento post-critico

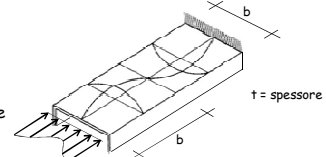
- Asta compressa

la tensione non cresce più



- Lastra compressa

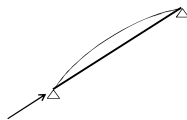
la tensione cresce, ma in maniera non uniforme



Comportamento post-critico

- Asta compressa

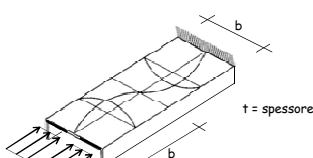
la tensione non cresce più



- Lastra compressa

la tensione cresce, ma in maniera non uniforme

si ipotizza di avere tensione costante, pari al valore massimo, per un tratto minore b_{eff} (larghezza efficace)



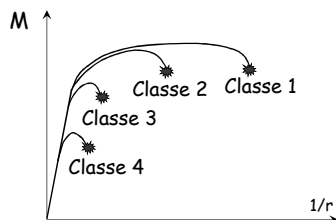
Instabilità locale (imbozzamento).

- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione
- Se ne può tener conto considerando efficace solo una parte della sezione compressa
- Ciò può comportare una riduzione della capacità resistente e della duttilità



Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse



Classificazione delle sezioni Resistenza

È finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

- **Classe 1** - sezioni compatte
sezioni in grado di raggiungere il momento di piena plasticizzazione (momento plastico)
- **Classe 2** - sezioni compatte
sezioni in grado di raggiungere il momento di piena plasticizzazione (momento plastico)
- **Classe 3** - sezioni moderatamente snelle
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- **Classe 4** - sezioni snelle
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Classificazione delle sezioni Duttilità

Capacità rotazionale: $C_\theta = \theta_r / \theta_y - 1$

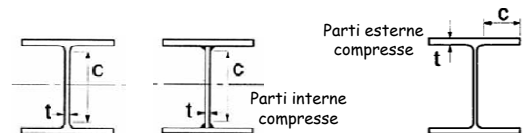
- **Classe 1** - sezioni compatte $C_\theta \geq 3$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente capacità rotazionale elevata, senza riduzione di resistenza
- **Classe 2** - sezioni compatte $C_\theta \geq 1.5$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica con limitata capacità rotazionale, senza riduzione di resistenza
- **Classe 3** - sezioni moderatamente snelle
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- **Classe 4** - sezioni snelle
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Classificazione delle sezioni

È finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

La classificazione viene effettuata sulla base della geometria della sezione (rapporto c/t tra lunghezza e spessore degli elementi che costituiscono la sezione)



NTC08, punto 4.2.3.1 - EC3-1-1, punto 5.5

Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

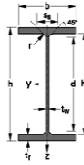
Classe	Parti esterne compresse	Parti interne compresse	Parti esterne compresse e interne compresse
1			
2			
3			

NTC08, tab. 4.2.II

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

h = 230 mm $t_f = 12$ mm
b = 240 mm $t_w = 7.5$ mm
r = 21 mm



Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 95.25 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = 7.94$$

Per acciaio S 235

Ala: Classe 1

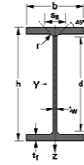
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
ϵ		1.00	0.92	0.81

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)		
1	$c/t_f \leq 8$	9
2	$c/t_f \leq 10$	10
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)		
3	$c/t_f \leq 14$	14

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

h = 230 mm $t_f = 12$ mm
b = 240 mm $t_w = 7.5$ mm
r = 21 mm



Anima

$$c = h - 2t_f - 2r = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_w} = 21.9$$

Per acciaio S 235

Anima: Classe 1

Il profilo è di Classe 1

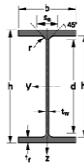
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
ϵ		1.00	0.92	0.81

Classe	Parte soggetta a flessione
1	$c/t_f \leq 72$ 72
2	$c/t_f \leq 83$ 83
3	$c/t_f \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

b = 240 mm $t_f = 12$ mm
h = 230 mm $t_w = 7.5$ mm
r = 21 mm



Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 95.25 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = 7.94$$

Per acciaio S 355

Ala: Classe 2

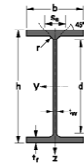
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
ϵ		1.00	0.92	0.81

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)		
1	$c/t_f \leq 7.32$	7.32
2	$c/t_f \leq 8.14$	8.14
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)		
3	$c/t_f \leq 11.39$	11.39

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

b = 230 mm $t_f = 12$ mm
h = 240 mm $t_w = 7.5$ mm
r = 21 mm



Anima

$$c = h - 2t_f - 2r = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_w} = 21.9$$

Per acciaio S 355

Anima: Classe 1

Il profilo è di Classe 2

$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355
ϵ		1.00	0.92	0.81

Classe	Parte soggetta a flessione
1	$c/t_f \leq 72$ 58.6
2	$c/t_f \leq 83$ 67.5
3	$c/t_f \leq 124$ 100.9

Classificazione delle sezioni considerazioni (1)

- La maggior parte dei profili sono di classe 1
- Sono di classe superiore alcuni profili alleggeriti (A, AA) o profili in acciaio molto resistente
- I sagomari più recenti riportano la classificazione delle sezioni

Attenzione: vi sono state modifiche alla classificazione - i sagomari potrebbero non essere aggiornati

Designation Designation Bezeichnung	Classification EN 1993-1-1
G	per bending
h _{eff}	per compression
HE 100 AA	12.2 1 1 1 1
HE 100 A	16.7 1 1 1 1
HE 100 B	20.4 1 1 1 1
HE 100 M	47.8 1 1 1 1

Nel file Excel Sagomario_aggiornato (con classi), foglio HE-HL è riportata la classificazione aggiornata

Classificazione delle sezioni considerazioni (2)

- La classificazione è importante per la flessione
 - la distinzione tra classe 1 e 2 riguarda solo la duttilità
 - le classi 3 e 4 hanno resistenza minore rispetto alle classi 1 e 2
- Nel caso di sforzo normale (compressione) le classi 1, 2 e 3 sono equivalenti
 - la classe 4 ha resistenza minore rispetto alle classi 1, 2 e 3
- I profili sottili appartengono alla classe 4; ma per loro ci sono regole specifiche: Eurocodice 3, parte 1-3

Corso di aggiornamento
Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

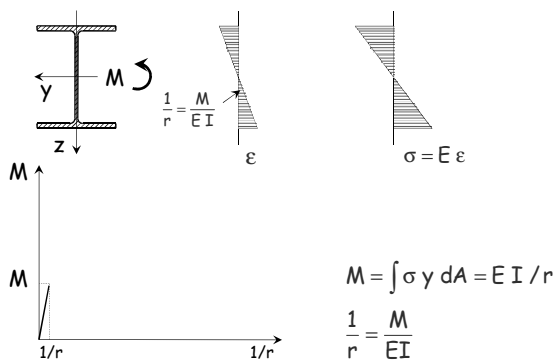
6 - Flessione e taglio

Villa Redenta, Spoleto
 2-4 marzo 2017

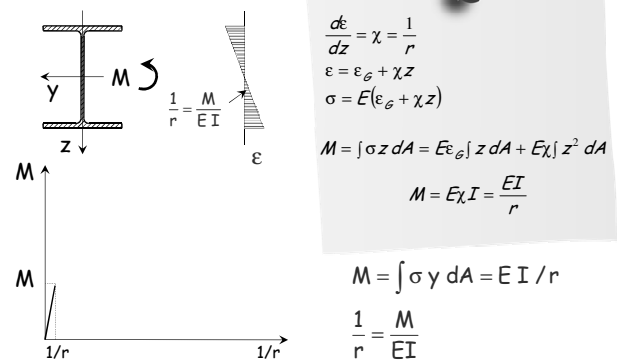
Francesca Barbagallo

Flessione

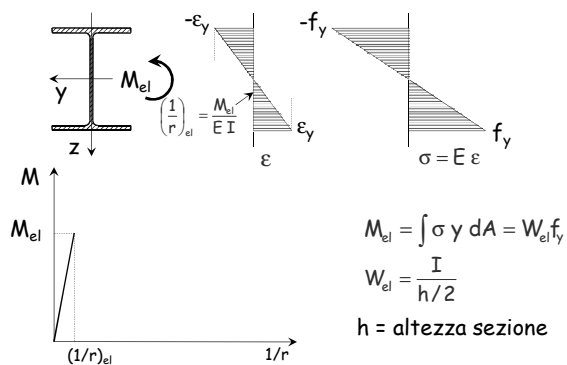
Comportamento al crescere della curvatura



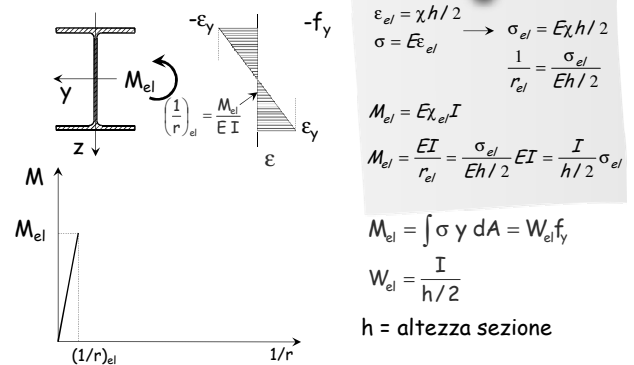
Comportamento al crescere della curvatura



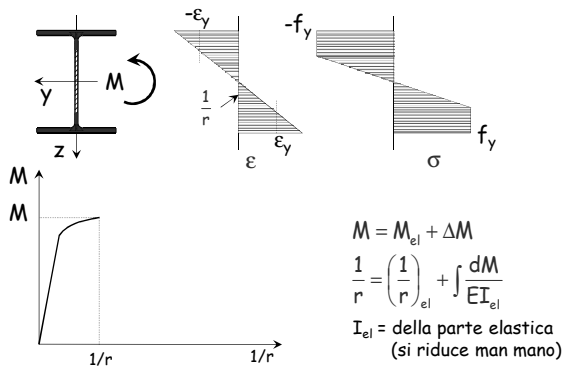
Comportamento al crescere della curvatura



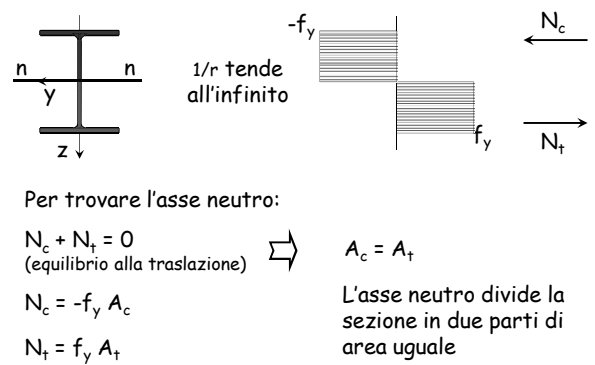
Comportamento al crescere della curvatura



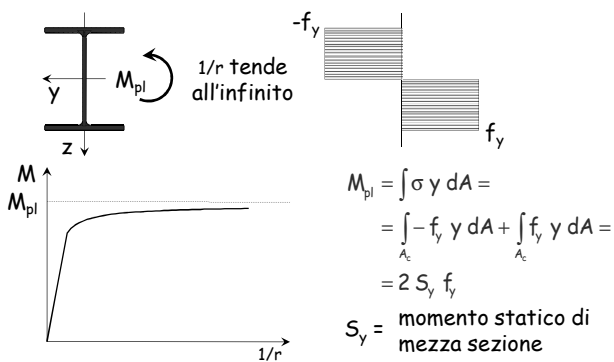
Comportamento al crescere della curvatura



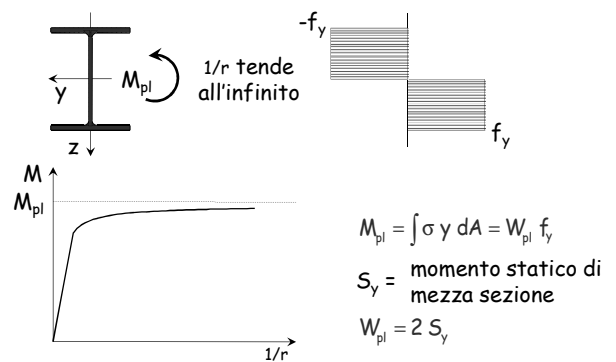
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

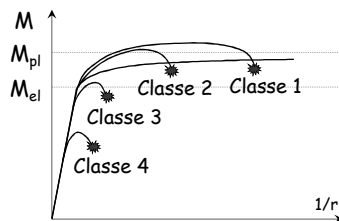


Comportamento ultimo

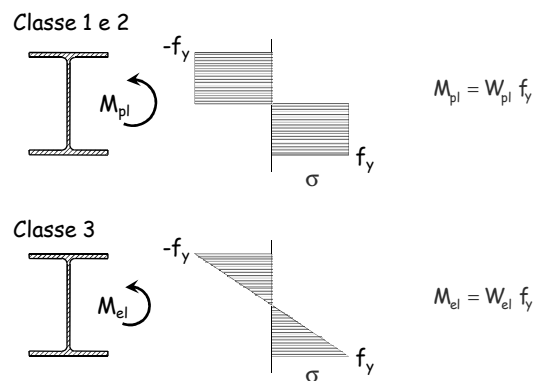


Comportamento di aste reali

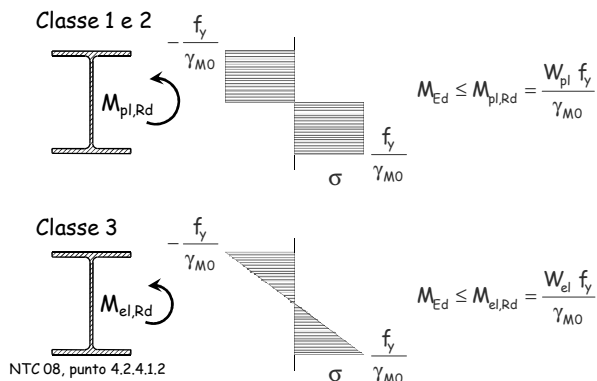
- Classe 1 - M supera M_{pl} e la sezione è molto duttile
- Classe 2 - M supera M_{pl} ma la sezione è meno duttile
- Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$
- Classe 4 - La rottura avviene per $M < M_{el}$



Verifica

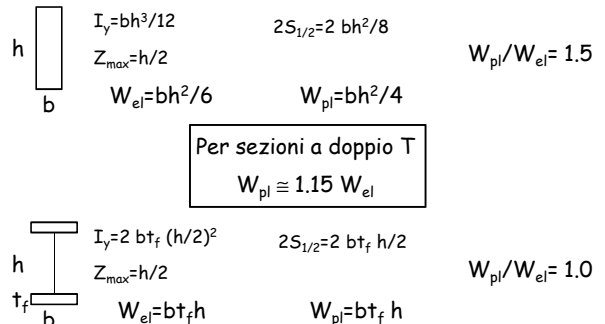


Verifica



Confronto tra classi 1-2 e 3

W_{pl}/W_{el} = Fattore di forma

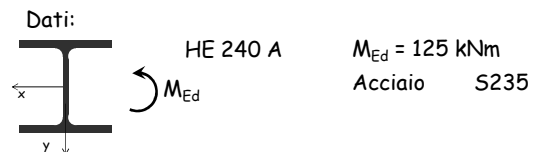


Confronto tra classi

A parità di W_{el} , la resistenza di sezioni di classe 1 e 2 è circa il 15% maggiore rispetto a quelle di classe 3

Per sezioni di classe 4 occorre valutare la sezione efficace ed utilizzare il W_{el} di tale sezione. La resistenza sarà quindi minore

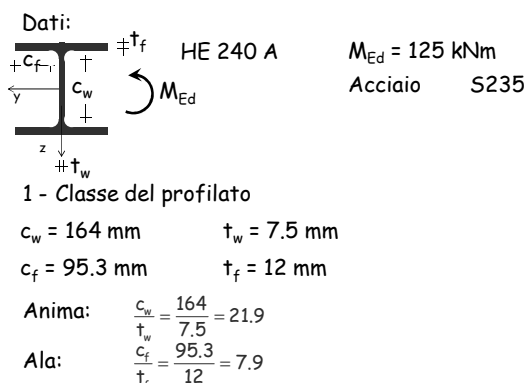
Esempio - profilato



Procedura

- 1 - Si determina la classe del profilato (la peggiore tra quella dell'anima e della flangia).
- 2 - Si calcola il momento resistente M_{Rd} .
- 3 - Si verifica che $M_{Ed} < M_{Rd}$.

Esempio - profilato



Parti interne compresse

$$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon$$

Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			
4			

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

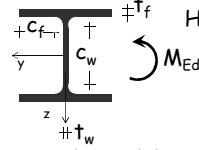
$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon$$

Piattebande esterne						
Profili laminati a caldo		Sezioni saldate				
Classe	Piattebande esterne soggette a compressione	Piattebande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{25}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{25}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14 \varepsilon$	$c/t \leq 24 \sqrt{f_y}$ per R_{yk} vedere EN 1090-1-5	$c/t \leq 24 \sqrt{f_y}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$						
	f_{yk}	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,73	0,71

NTC08, tab. 4.2.II

Esempio - profilato

Dati:



HE 240 A

$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$

Acciaio S235

Il profilato è di classe 1

1 - Classe del profilato

$c_w = 164 \text{ mm}$ $t_w = 7.5 \text{ mm}$

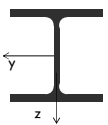
$c_f = 95.3 \text{ mm}$ $t_f = 12 \text{ mm}$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.9 \leq 72 \varepsilon = 72$ ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$)

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{95.3}{12} = 7.9 \leq 9 \varepsilon = 9$

Esempio - profilato

Dati:



HE 240 A

$M_{Ed} = 125 \text{ kNm}$

Acciaio S235

Il profilato è di classe 1

2 e 3 - Momento resistente e verifica

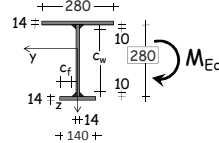
Dal sagomario: $W_{pl,x} = 744.6 \text{ cm}^3$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744.6 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 166.6 \text{ kNm}$$

Sezione verificata

Esempio - sezione composta

Dati:



$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$

Acciaio S235

1 - Classe della sezione

$c_w = 260 \text{ mm}$ $t_w = 14 \text{ mm}$

$c_f = 53 \text{ mm}$ $t_f = 14 \text{ mm}$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{260}{14} = 18.5$

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{53}{14} = 3.8$

Parti interne compresse

A favore di sicurezza

$$\frac{c}{t} \leq 33 \varepsilon$$

--	--

NTC08, tab. 4.2.I

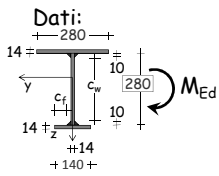
Parti esterne compresse

$$\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon$$

Piattebande esterne						
	Profili laminati a caldo	Sezioni saldate				
Classe	Piattebande esterne soggette a compressione	Piattebande esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{25}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{25}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14 \varepsilon$	$c/t \leq 24 \sqrt{f_y}$ Per R_{yk} vedere EN 1090-1-5	$c/t \leq 24 \sqrt{f_y}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	α	1,00	0,92	0,81	0,73	0,71

NTC08, tab. 4.2.II

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

1 - Classe della sezione

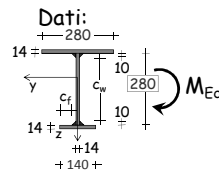
$$c_w = 260 \text{ mm} \quad t_w = 14 \text{ mm}$$

$$c_f = 53 \text{ mm} \quad t_f = 14 \text{ mm}$$

Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{260}{14} = 18.5 < 33 \varepsilon = 33 \quad (\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1)$

Ala: $\frac{c_f}{t_f} = \frac{53}{14} = 3.8 < 9 \varepsilon = 9$

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

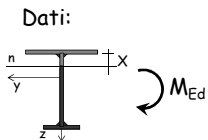
2 - Momento resistente

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl} = 2 S_y \quad S_y = \text{momento statico di mezza sezione (parte tesa o compressa)}$$

Bisogna trovare l'asse neutro ed il baricentro

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

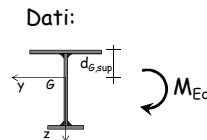
2.1 - Asse neutro

Divide la sezione in due parti di area uguale

$$A_t = 14 \times 280 + 14 \times X = \frac{A}{2} \quad \Rightarrow \quad X = 70 \text{ mm}$$

$$A = 9800 \text{ mm}^2$$

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

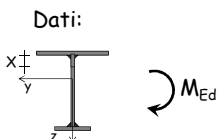
2.2 - Baricentro

Calcolo il momento statico della sezione rispetto al bordo superiore:

$$S_{sup} = 1221080 \text{ mm}^3 \quad \Rightarrow \quad d_{G,sup} = 124.7 \text{ mm}$$

$$S_{sup} = A d_{G,sup}$$

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

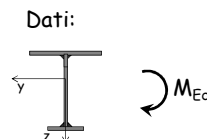
La sezione è di classe 1

2.3 - Modulo di resistenza

Calcolo il momento statico della parte tesa o della parte compressa rispetto all'asse baricentrico:

$$W_{pl} = 2 S_y = 1070.2 \text{ cm}^2 \quad S_y = 535.1 \text{ cm}^2$$

Esempio - sezione composta



Dati:

$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

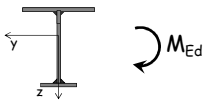
2.4 - Momento resistente

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1070.2 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 239.5 \text{ kNm}$$

$$W_{pl} = 2 S_y = 1070.2 \text{ cm}^2 \quad S_y = 535.1 \text{ cm}^2$$

Esempio - sezione composta

Dati:



$$M_{Ed} = -250 \text{ kNm}$$

Acciaio S235

La sezione è di classe 1

3 - Verifica

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1070.2 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 239.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 250 \text{ kNm} > M_{Rd} = 239.5 \text{ kNm}$$

La sezione non è verificata

Progetto

1 - Si assume la classe della sezione (1, 2 o 3).

2 - Invertendo l'espressione di verifica si ottiene la formula di progetto della sezione.

$$\text{Classe 1 e 2: } M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{pl} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

$$\text{Classe 3: } M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow W_{el} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

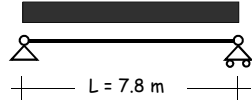
3 - Si sceglie il profilato.

4 - Si verifica la classe del profilato.

Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235

Sezione serie HEA

$$M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$$

1 - Classe della sezione.

Suppongo che la sezione appartenga alla classe 1 o 2.

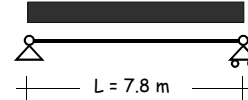
2 - Determinazione del modulo plastico.

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} = \frac{19.5 \times 10^3}{235 / 1.05} = 87.1 \text{ cm}^3$$

Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235

Sezione serie HEA

$$M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$$

$$W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$$

3 - Scelta della sezione.

Si potrebbe usare un **HE 120 A**

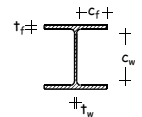
$$W_{pl} = 119.5 \text{ cm}^3$$

$$c_w = 74 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$c_f = 60 \text{ mm}$$

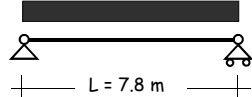
$$t_f = 8 \text{ mm}$$



Esempio

Dati:

$$G_d + Q_d = 2.56 \text{ kN/m}$$



Acciaio S235

Sezione serie HEA

$$M_{Ed} = 19.5 \text{ kNm}$$

$$W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$$

4 - Determinazione della classe della sezione.

$$\text{Anima: } \frac{c_w}{t_w} = \frac{74}{5} = 14.8 \leq 72 \varepsilon = 72 \quad (\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1)$$

$$\text{Ala: } \frac{c_f}{t_f} = \frac{40.5}{8} = 5.1 \leq 9 \varepsilon = 9$$

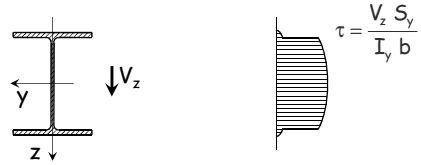
La sezione è realmente di classe 1

Esempio

- Si deve però verificare anche lo stato limite di esercizio
- Il calcolo è stato fatto in un esempio precedente (SLE)
- Si è visto che è necessaria una sezione parecchio più grande (HE 160 A, HE 140 B, IPE 180)
- Si consiglia di procedere sempre effettuando contemporaneamente le due verifiche (o meglio usando le due condizioni per il progetto)

Taglio

Comportamento al crescere del taglio



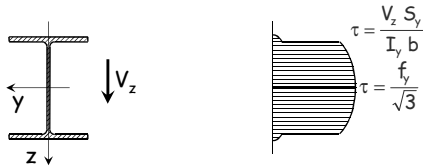
In campo lineare le tensioni si valutano con la formula di Jouraski:

S_y momento statico della sezione al di sopra (o al di sotto) della corda rispetto all'asse baricentrico;

I_y momento d'inertia della sezione rispetto all'asse baricentrico;

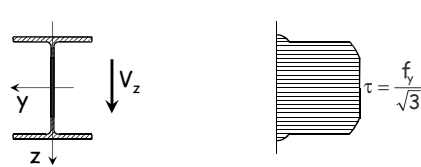
b ampiezza della corda.

Comportamento al crescere del taglio



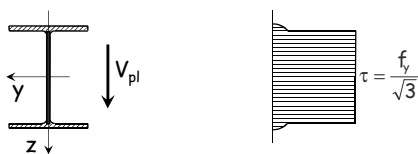
Facendo crescere il taglio, la fibra che sta sull'asse baricentrico (la più sollecitata) si plasticizza.

Comportamento al crescere del taglio



La plasticizzazione si propaga fino a che ...

Comportamento ultimo



... si plasticizza tutta l'anima.

$$V_{pl} = A_{anima} \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

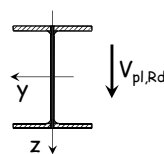
per sezioni a doppio T

$$V_{pl} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

in generale

area resistente a taglio

Verifica



Per profili a doppio T

Si plasticizza tutta l'anima ed i raccordi circolari

Taglio resistente secondo NTC08 ed Eurocodice 3

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

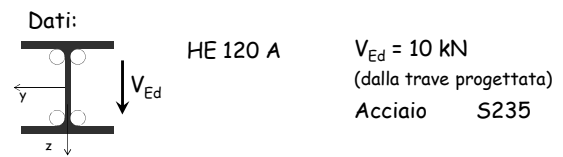
A_v area resistente a taglio

NTC08, punto 4.2.4.1.2 - EC3-1-1, punto 6.2.6

Area resistente a taglio

- Precedenti versioni suggerivano di valutare l'area resistente a taglio in maniera approssimata
 $A_v = 1.04 h t_w$
- Ora sono suggerite formule più dettagliate: per travi a doppio T, caricate nel piano dell'anima
 $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$
- Altre formule sono fornite per sezioni di forma diversa

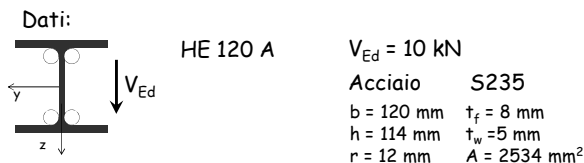
Esempio



Procedura

- 1 - Si determina l'area resistente a taglio A_v
- 2 - Si calcola il taglio resistente $V_{pl,Rd}$.
- 3 - Si verifica che $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$.

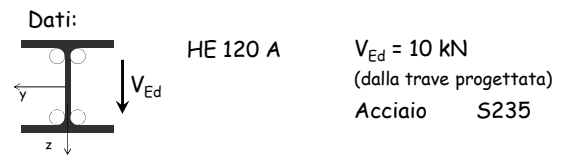
Esempio



1- Area resistente a taglio A_v

$$A_v = 2534 - 2 \times 120 \times 8 + (5 + 2 \times 12) \times 8 = 846 \text{ mm}^2$$

Esempio



2 e 3 - Taglio resistente e verifica

$$A_v = 846 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{846 \times 235 / \sqrt{3}}{1.05} \times 10^{-3} = 109.3 \text{ kN}$$

Sezione verificata

Taglio - considerazioni

- In genere i profilati sono tali da avere una resistenza a taglio più che sufficiente
- Procedimento usuale: progettare a flessione - verificare a taglio

Interazione Taglio - Momento flettente Modello lineare (classe 3)

Generalmente la sezione è sottoposta a taglio e flessione. In questo caso, esiste interazione?

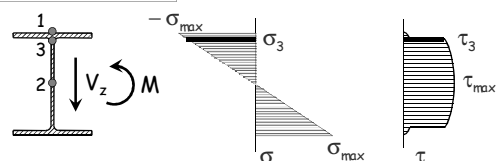
Oltre alle verifiche:

Si controlla che:

$$1. \sigma_{\max} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

$$3. \sqrt{\sigma_3^2 + 3 \tau_3^2} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

$$2. \tau_{\max} \leq f_y / \gamma_{M0} / \sqrt{3}$$

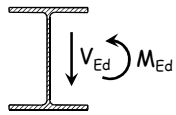


Interazione Taglio - Momento flettente

Stato limite ultimo per classe 1 e 2

Come tener conto dell'interazione taglio - momento flettente?

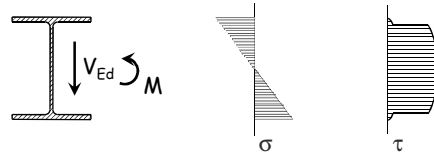
- La sezione impegna parte delle sue risorse per portare il taglio
- Allora il momento resistente risulterà ridotto e pari a $M_{V,Rd}$



Si verifica: $M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$

Ma come calcolare $M_{V,Rd}$?

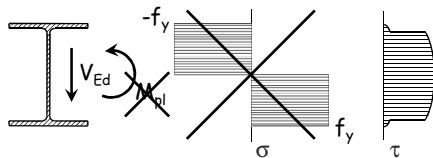
Momento resistente ridotto per Taglio



Faccio crescere il momento fino al collasso della sezione

(Se la sezione è di classe 1 o 2 corrisponde alla completa plasticizzazione)

Momento resistente ridotto per Taglio

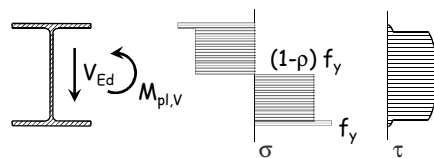


È possibile ottenere questo diagramma delle tensioni σ ?

NO, dove le τ sono elevate lo snervamento avverrà per valori di σ più bassi pari a:

$$\sigma = (1-\rho) f_y \quad \text{con } \rho < 1$$

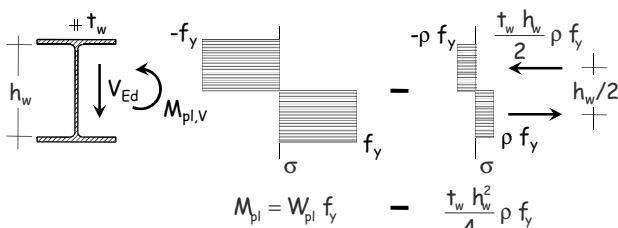
Momento resistente ridotto per Taglio



Per una sezione a doppio T la tensione va ridotta nell'anima?

$$M_{pl,V} = \int \sigma y \, dA$$

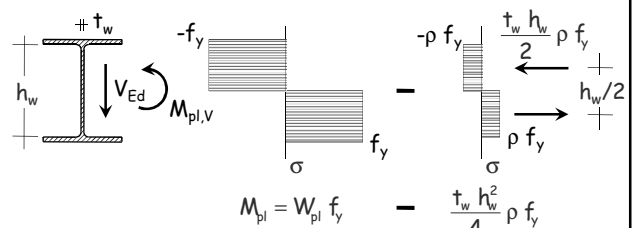
Momento resistente ridotto per Taglio



$$M_{pl,V} = \left(W_{pl} - \rho \frac{t_w h_w^2}{4} \right) f_y \quad \text{se si considera che } h_w t_w \approx A_V \dots$$

Questo è il W_{pl} dell'anima

Momento resistente ridotto per Taglio



$$\text{se si considera che } h_w t_w \approx A_V \dots \quad M_{pl,V} = \left(W_{pl} - \rho \frac{A_V^2}{4 t_w} \right) f_y$$

Taglio - considerazioni

- Finché il taglio sollecitante è piccolo rispetto a quello resistente (meno della metà) non c'è problema di interazione flessione-taglio
- Se il taglio è più grande occorre ridurre la resistenza a flessione

Flessione e taglio (prescrizioni di normativa)

- Quando $V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}$

$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}}$$

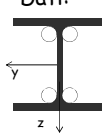
con Questo è il W_{pl} dell'anima

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

A_V = Area resistente a taglio

NTC 08, punto 4.2.4.1.2

Esempio

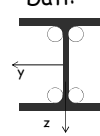
Dati: HE 120 A

 $M_{V,Rd} = ?$
 $M_{V,Rd} = \text{da determinare}$
 $V_{Ed} = V_{pl,Rd} = 109.3 \text{ kN}$
 (dalla trave progettata)
 Acciaio S235

$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(119.4 - \frac{1 \times 8.46^2}{4 \times 0.5} \right) \times \frac{235}{10^3}}{1.05} = 18.7 \text{ kNm}$$

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 109.3}{109.3} - 1 \right)^2 = 1$$

$t_w = 5 \text{ mm}$ $A_V = 8.46 \text{ cm}^2$ $W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$

Esempio

Dati: HE 120 A

 $M_{V,Rd} = ?$
 $M_{V,Rd} = \text{da determinare}$
 $V_{Ed} = V_{pl,Rd} = 109.3 \text{ kN}$
 (dalla trave progettata)
 Acciaio S235

$$M_{V,Rd} = \frac{\left(W_{pl} - \frac{\rho A_V^2}{4 t_w} \right) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{\left(119.4 - \frac{1 \times 8.46^2}{4 \times 0.5} \right) \times \frac{235}{10^3}}{1.05} = 18.7 \text{ kNm}$$

Solo flessione $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119.4 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 26.7 \text{ kNm}$

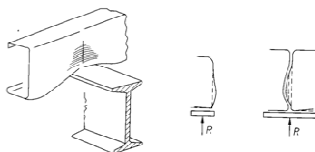
Riduzione del 30% per un taglio molto forte

Taglio

Resistenza dell'anima ad azioni locali

In presenza di azioni concentrate o di taglio molto elevato si può avere:

- Schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura



Taglio

Resistenza dell'anima ad azioni locali

In presenza di azioni concentrate o di taglio molto elevato si può avere:

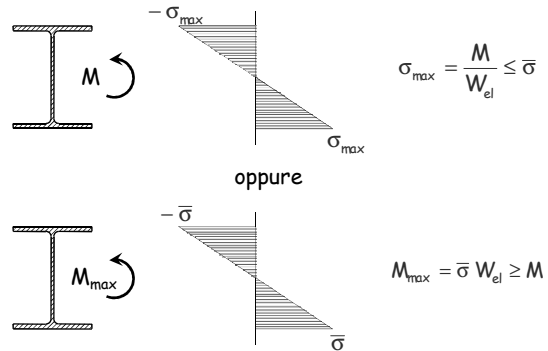
- Schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura

Il problema si può risolvere disponendo costole di irrigidimento in corrispondenza dell'applicazione del carico o degli appoggi. La necessità cresce all'aumentare del taglio e della snellezza dell'anima.

In alternativa, occorre verificare la trave nei confronti dei fenomeni innanzi citati (vedere Eurocodice 3, parte 1-5).

Confronto tra tensioni ammissibili e SLU (lasciato solo per documentazione)

Verifica a flessione - tensioni ammissibili



Verifica - confronto TA-SLU

	Classe 1 e 2	Classe 3
TA	$M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$	$M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$
	Per sezioni a doppio T	160 MPa
	$W_{pl} \cong 1.15 W_{el}$	$160 \times 1.4 = 224 \text{ MPa}$
SLU	$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} W_{pl}$	$M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} W_{el}$
		$235 / 1.05 = 224 \text{ MPa}$

Acciaio S235 (Fe 360)

Verifica - commento

Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a flessione valutata allo stato limite ultimo è:

- Circa il 15% maggiore per sezioni di classe 1 e 2;
- Sostanzialmente simile per sezioni di classe 3.

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

7 - Profili sottili formati a freddo

Villa Redenta, Spoleto

2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Riferimenti

Normativa

- EN 1993-1-3, Eurocodice 3, parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
- EN 1993-1-5, Eurocodice 3, parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

Testi

- A.C. Walker, Design and Analysis of Cold-formed Sections, London, Intertext books, 1975
- A. Ghersi, R. Landolfo, F.M. Mazzolani, Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members, Spon Press, London and New York, 2002
- V. Dipaola, G. Prete, F. Prete, I profili formati a freddo nelle opere di carpenteria metallica, Aracne editrice, 2010

Profili sottili formati a freddo

sottili → thin gauge (o thin-walled)
formati a freddo → cold-formed

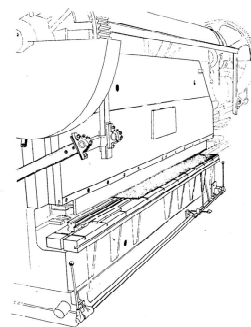
Procedimenti per ottenerli:

1. Stampaggio alla pressa
2. Laminazione a freddo

Come si realizzano

1. Stampaggio alla pressa

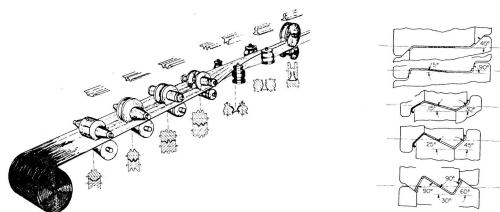
- Il nastro d'acciaio viene pressato, a singoli tratti, su uno stampo



Come si realizzano

2. Laminazione a freddo

- Il nastro d'acciaio viene deformato gradualmente facendolo passare attraverso coppie di rulli



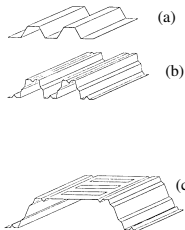
Come si realizzano

2. Laminazione a freddo

- Il nastro d'acciaio viene deformato gradualmente facendolo passare attraverso coppie di rulli
- Vantaggi della laminazione:
 - alta capacità produttiva
 - notevole precisione dimensionale
 - possibilità di sagomare lamiera verniciata o rivestita
- La convenienza economica del procedimento dipende soprattutto da:
 - complessità del profilo
 - quantità da produrre

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- lamiera grecate spessore t $0.5 \leq t \leq 4.0$ mm

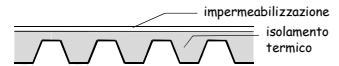


- massima luce per le tipologie usuali: da 1.50 m a 3.00 m
- richiedono quindi travi secondarie (arcarecci)
- dimensioni della greca molto maggiori consentono di evitare le travi secondarie

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- lamiera grecate spessore t $0.5 \leq t \leq 4.0$ mm

- usate per coperture non praticabili (in genere già predisposte con isolamento termico e impermeabilizzazione)

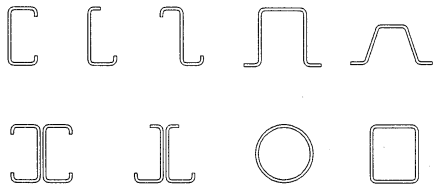


- oppure per solai praticabili (in genere con soletta in calcestruzzo, eventualmente armata con una rete)



Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



- Usati come:
 - elementi secondari (arcarecci) che sostengono la lamiera grecata di una copertura (di solito sezioni a C o a Z)
 - aste di travature reticolari (in particolare per luci non molto elevate, fino a 15 m)

Elementi prodotti mediante formatura a freddo

- Elementi strutturali spessore t $1.0 \leq t \leq 8.0$ mm



- Usati come:
 - travi principali (di solito sezioni a C accoppiate)
 - colonne (sezioni scatolari o anche sezioni a Ω accoppiate a formare uno scatolare)

Nota: aspetto critico per l'utilizzazione come travi e colonne in zona sismica è la duttilità

Limiti negli spessori

elemento della sezione	limite
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$

Limiti negli spessori

elemento della sezione		limite
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.2

Effetti della piegatura

- Riduzione dello spessore nelle zone piegate

Si può considerare localmente uno spessore ridotto

- Tensioni residue di tipo flessionale (variabili nello spessore)

Possono influire sull'instabilità locale

- Incrudimento dell'acciaio nelle zone piegate (con contemporanea riduzione della duttilità)

Distinzione tra tensione del materiale base e tensione media

Riduzione dello spessore

La piegatura produce una riduzione dello spessore nelle zone di piega (racordi circolari)

- L'Eurocodice non fornisce indicazioni specifiche
- La normativa inglese suggeriva di usare uno spessore ridotto t_{rid}

$$t_{rid} = \left(\frac{r + k t}{r + 0.5 t} \right) t$$

con

r raggio interno di curvatura
 $k=0.35$ per $r \geq 1.5 t$

esempio

$t=4.0$ mm $r=6.0$ mm
 $k=0.35$

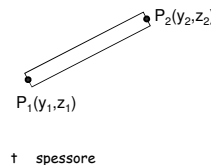
$$t_{rid} = \left(\frac{6.0 + 0.35 \times 4.0}{6.0 + 0.5 \times 4.0} \right) \times 4.0 = 3.7 \text{ mm}$$

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Procedimento rigoroso

- Considerare l'effettivo sviluppo, con tratti rettilinei e raccordi circolari, ciascuno col suo spessore (eventualmente ridotto nei raccordi)

Elemento rettilineo



$$y_c = \frac{y_1 + y_2}{2} \quad z_c = \frac{z_1 + z_2}{2}$$

$$A = l t$$

$$I_y = \frac{A}{12} \left[(z_2 - z_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 \right]$$

$$I_z = \frac{A}{12} \left[(y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2 \right]$$

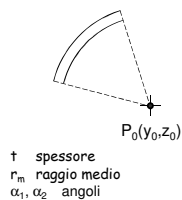
con $l = \sqrt{(y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2}$

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Procedimento rigoroso

- Considerare l'effettivo sviluppo, con tratti rettilinei e raccordi circolari, ciascuno col suo spessore (eventualmente ridotto nei raccordi)

Raccordo circolare



$$A = (\alpha_2 - \alpha_1) r_m t$$

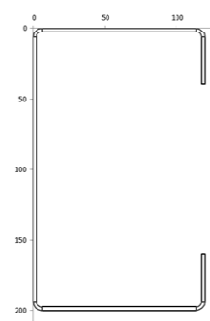
$$y_c = \left(\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1 \right) \left(r_m^2 + \frac{t^2}{12} \right) \frac{1}{A} + y_0$$

$$z_c = \left(\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1 \right) \left(r_m^2 + \frac{t^2}{12} \right) \frac{1}{A} + z_0$$

$$I_y = \left[\alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] \left(4 r_m^3 + t^2 r_m \right) \frac{1}{8} - A (y_c - z_0)^2$$

$$I_z = \left[\alpha_2 - \alpha_1 + \frac{1}{2} (\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) \right] \left(4 r_m^3 + t^2 r_m \right) \frac{1}{8} - A (y_c - y_0)^2$$

Esempio - sezione C 200x120x2.5



Vedi file Instabilità locale, foglio Sezione

Esempio - sezione C 200x120x2.5

Caratteristiche geometriche di una sezione costituita da rettangoli e raccordi

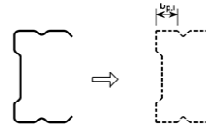
	yG	zG	AS	mm	A	Sy	Sz	IyG	IzG
	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm ⁴
Rettangoli									
	y1	y2	t	yG	I	A	Sy	Sz	IyG
	z1	z2		zG					IzG
1	118.75	198.75	2.5	118.75	33.3	94.4	1951	10000	8089
	6.25	40		20.13					506646
2	6.25	113.75	2.5	60.00	107.5	208.8	339	10125	140
	1.25	1.25		1.25					2628872
3	1.25	1.25	2.5	187.5	468.8	468.75	506	117094	744
	6.25	193.75		180.00					117094
4	6.25	113.75	2.5	60.00	107.5	208.8	339	10125	140
	198.75	198.75		198.75					2628872
5	198.75	198.75	2.5	118.75	33.3	94.4	1951	10000	8089
	198.75	198.75		178.88					506646
Raccordi circolari									
	r0	α1 [°]	t	yG	α3 [rad]	A	Sy	Sz	IyG
	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ³	mm ³	mm ⁴
1	113.75	0	2.1125	116.39	0.00	18.2	55	2125	49
	6.25	90	5	1.01	1.57				170902
2	6.25	90	2.1125	116.39	0.00	18.2	55	2125	49
	6.25	180	5	1.01	1.57				170902
3	6.25	180	2.1125	116.39	0.00	18.2	55	2125	49
	198.75	270	5	196.39	6.28				170902

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSez

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Alternativa 1 (Eurocodice 8)

- Considerare la sezione idealizzata ottenuta da quella curvilinea eliminando i raccordi e sostituendoli con spigoli vivi, valutarne le proprietà ($A_{g,sh}$, $I_{g,sh}$) e poi ridurre i valori così trovati



$$\delta = (1,43) \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{\phi_i}{90^\circ}} \quad A_g \sim A_{g,sh} (1 - \delta)$$

$$I_g \approx I_{g,sh} (1 - 2\delta)$$

r raggio interno
φ angolo tra gli elementi

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Alternativa 1 (Eurocodice 8)

- Considerare la sezione idealizzata ottenuta da quella curvilinea eliminando i raccordi e sostituendoli con spigoli vivi, valutarne le proprietà e poi ridurre i valori così trovati

Alternativa 2

- Considerare la sezione curvilinea costituita dalla linea media, valutarne le proprietà e poi moltiplicarle per lo spessore (assunto unico per tutti i tratti)

Acciaio tensioni di riferimento

- La normativa europea (Eurocodice 3, parte 1-3) distingue:
 - f_{yb} tensione di snervamento del materiale base
 - f_{ya} tensione media di snervamento
- La distinzione nasce dal fatto che il processo di piegatura produce un incrudimento nelle zone piegate

Acciaio tensioni di riferimento

- Tensione media di snervamento

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{k n t^2}{A_g} \quad \text{ma} \quad f_{ya} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2}$$

con

k coefficiente funzione del tipo di processo di piegatura

k=7 per piegatura in continuo

k=5 per altri tipi di piegatura

n numero degli angoli a 90° presenti nella sezione aventi un raggio di curvatura minore di 5 t

t spessore della lamiera prima della formatura (mm)

A_g area geometrica della sezione trasversale

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 3.2.2

Acciaio tensioni di riferimento - esempio

- Tensione media di snervamento

profilo a C con irrigidimenti (200x120x2.5)

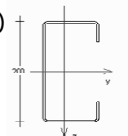
k=5

n=4

t=2.5 mm

$A_g=1247.6 \text{ mm}^2$

Acciaio S235 ($f_{yb}=235 \text{ MPa}$, $f_u=360 \text{ MPa}$)



$$f_{ya} = 235 + (360 - 235) \frac{5 \times 4 \times 2.5^2}{1247.6} = 247.52 \text{ MPa}$$

Acciaio tensioni di riferimento

- La tensione media di snervamento si può usare quando la sezione non risente di problemi di instabilità locale:
 - aste tese
 - aste compresse, ma con sezione tutta efficace
 - aste inflesse, ma con ali tutte efficaci
- Nota: il concetto di "sezione efficace", legato all'instabilità locale, sarà esposto più avanti
- Altrimenti si usa la tensione di snervamento del materiale base

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 3.2.2

Problemi specifici dei profili sottili

- instabilità locale
 - si manifesta con ondulazioni delle parti della sezione soggette a compressione, con lunghezza d'onda dello stesso ordine di grandezza della larghezza della parte instabilizzata
 - limita la resistenza e la duttilità e riduce la rigidezza dell'asta
 - i suoi effetti possono cumularsi a quelli dell'instabilità globale

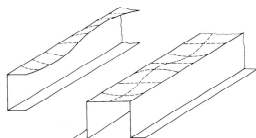
Problemi specifici dei profili sottili

- bassa rigidezza torsionale
 - è dovuta alla piccolezza dello spessore ed alla forma quasi sempre aperta della sezione
 - in molti casi il comportamento è ulteriormente peggiorato dalla mancanza di assi di simmetria
- ridotta resistenza al rifollamento nei collegamenti bullonati
 - porta problemi alla progettazione dei giunti, che possono essere condizionanti nel progetto della membratura
- sensibilità alla corrosione
 - superabile con opportuno trattamento della superficie (zincatura, ecc.)

Verifica dei profili sottili

Schematizzazione

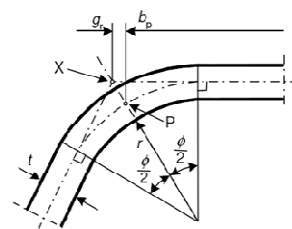
- per l'analisi dell'instabilità locale i profilati a freddo si considerano composti da un insieme di lastre piane mutuamente collegate lungo i bordi comuni



- per semplicità si assume che i bordi siano semplici appoggi, trascurando il possibile vincolo mutuo alla rotazione
- in presenza di irrigidimenti di bordo o intermedi occorre verificare l'efficacia dell'irrigidimento, cioè la sua capacità di impedire spostamenti

Larghezza

- per l'Eurocodice 3 la larghezza geometrica è indicata col simbolo b_p ed è misurata dal punto medio del raccordo d'angolo



X | intersezione delle linee medie

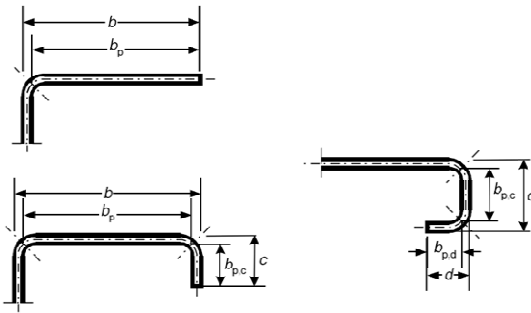
P | punto medio del raccordo

$$r_m = r + t/2$$

$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right)$$

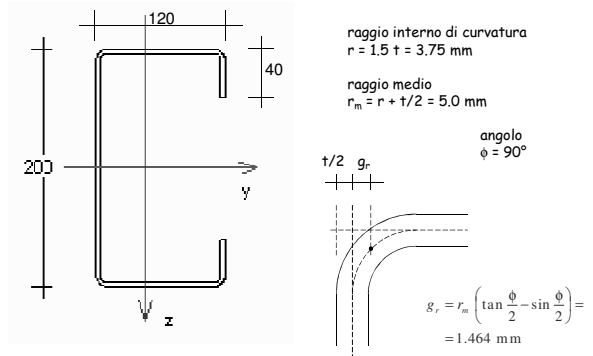
Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Larghezza



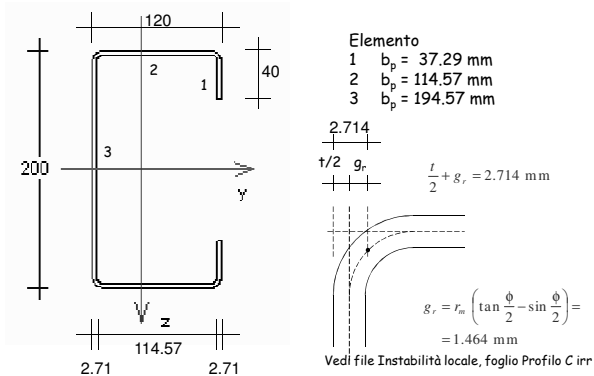
Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.1

Esempio profilo a C 200 x 120 x 2.5



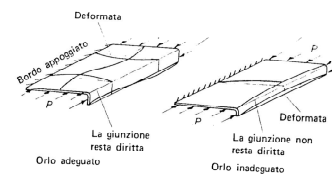
Esempio

profilo a C 200 x 120 x 2.5



Efficacia degli irrigidimenti di bordo

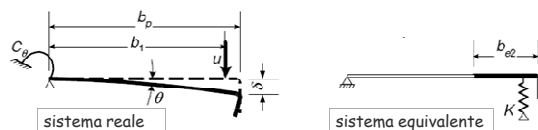
- Un elemento vincolato da un irrigidimento fornisce la stessa resistenza di un elemento con bordo fisso solo se l'irrigidimento si mantiene rettilineo



- dimensione c consigliata dell'irrigidimento di bordo affinché sia efficace:
 $c \geq b/5$ e $c \geq 10 t$

Efficacia degli irrigidimenti di bordo

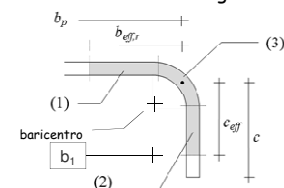
- L'irrigidimento può essere considerato come un'asta compressa, che potrebbe instabilizzarsi; essa è però vincolata elasticamente al resto del profilo (come se fosse quindi un'asta su suolo alla Winkler) e ciò riduce il rischio di instabilità



- La molla ha rigidezza (per unità di lunghezza)
 $K_1 = u / \delta$

Sezione dell'irrigidimento di bordo

- Nel valutare l'efficacia (e il rischio di instabilità) dell'irrigidimento, lo si deve vedere come un'asta la cui sezione è costituita da tre parti:
 - parte efficace dell'elemento dal lato dell'irrigidimento
 - parte efficace dell'irrigidimento
 - raccordo circolare tra elemento e irrigidimento



Rigidità della molla per unità di lunghezza

- Deve essere calcolata con lo schema:

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} + \frac{12(1-\nu^2)}{E t^3} \theta = u b_p / C_\theta$$

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2) b_1^2 h_m + b_1^3 + 0.5 b_1 b_2 h_m k_t} l$$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.1

Rigidità della molla per unità di lunghezza

- Dall'espressione generale si ricava
- per sezioni a C o Z

$$K_1 = \frac{E t^3}{4 b_1^2 (1-\nu^2) (b_1 + 1.5 h)} \quad \text{in caso di compressione}$$

$$K_1 = \frac{E t^3}{4 b_1^2 (1-\nu^2) (b_1 + h)} \quad \text{in caso di flessione}$$

- per sezioni a I, tringolite

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (b+h)} \quad \text{in caso di flessione nel piano x-z, con fibre superiori tese}$$

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (b+h)} \quad \text{in caso di flessione nel piano x-y, con fibre di destra tese}$$

- per sezioni a omega e per lastre piane

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (b+1.5h)} \quad \text{in caso di compressione}$$

$$C_1 = \frac{0.25 E t^3}{b^2 (1-\nu^2) (b+h)} \quad \text{in caso di flessione}$$

Carico critico dell'irrigidimento

- Il carico critico di una trave elastica su suolo elastico alla Winkler vale:

$$N_{cr} = 2 \sqrt{K E I_s} \quad \sigma_{cr} = \frac{2 \sqrt{K E I_s}}{A_s}$$

con A_s I_s area e momento d'inerzia della sezione della trave (ovvero in questo caso dell'irrigidimento)

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.2

Procedimento fase 1

- Assegnare la distribuzione di tensioni (inizialmente $\sigma_{com,Ed} = f_y / \gamma_{M0}$)
- Determinare i valori di b_{e1} e b_{e2} per l'ala con le formule usuali

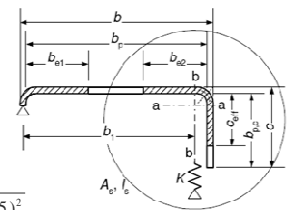
- Determinare il valore di c_{eff} con le formule usuali, ma prendendo

$$- \text{ se } b_{p,c}/b_p \leq 0.35$$

$$k_\sigma = 0.5$$

$$- \text{ se } 0.35 < b_{p,c}/b_p \leq 0.6$$

$$k_\sigma = 0.5 + 0.83 \sqrt{(b_{p,c}/b_p - 0.35)^2}$$



Procedimento fase 2

- Determinare le proprietà geometriche della sezione dell'irrigidimento (A_s I_s)
- Determinare la tensione critica in campo elastico dell'irrigidimento ($\sigma_{cr,s}$)
- Determinare la snellezza relativa

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$$

- Determinare il coefficiente di riduzione

$$\chi_d = 1.0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65$$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \bar{\lambda}_d \quad \text{se } 0.65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1.38$$

$$\chi_d = 0.66 / \bar{\lambda}_d \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1.38$$

Procedimento fase 3

- Se si è trovato $\chi_d < 1$ occorre considerare per l'irrigidimento un'area ridotta

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}$$

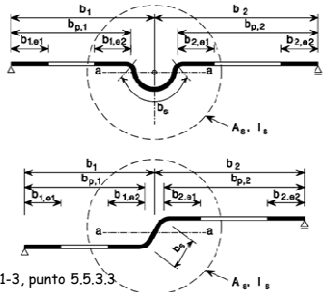
si può assumere che il momento d'inerzia I_s vari nella stessa proporzione e che il baricentro della sezione rimanga inalterato; in pratica si assume che si abbia una riduzione di spessore dell'irrigidimento, cioè $t_{red} = t A_{s,red} / A_s$

- È opportuno iterare il procedimento considerando una nuova tensione massima

$$\sigma_{com,Ed} = \chi_d f_y / \gamma_{M0}$$

Efficacia degli irrigidimenti intermedi

- Si procede in maniera analoga anche per gli irrigidimenti intermedi



Eurocodice 3, parte 1-3, punto 5.5.3.3

Caratteristiche di sollecitazioni resistenti per i profili sottili

Trazione

- Non si hanno problemi di instabilità locale
- Si può usare la tensione di snervamento media nella sezione f_{ya}
- La resistenza a trazione vale

$$N_{t,Rd} = A_g \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}}$$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.2

Trazione esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Sezione geometrica			
A	1247.6	mm ²	γ_{M0} 1.05
I _y	8311935	mm ⁴	ϵ 1.080
I _z	2795804	mm ⁴	f_{yb}/f_{ym0} 223.8
f_{yb}	235	MPa	Resistenza a trazione Nt.Rd 294.12 kN
f_u	360	MPa	
f_{ya}	247.52	MPa	

$$A_g = 1247.6 \text{ mm}^2$$

$$f_{ya} = 247.5 \text{ MPa}$$

$$N_{t,Rd} = 1247.6 \times \frac{247.5}{1.05} \times 10^{-3} = 249.1 \text{ kN}$$

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Compressione in assenza di instabilità dell'asta

- Si deve valutare l'area efficace, tenendo conto dell'instabilità locale
- Si deve usare la tensione di snervamento del materiale base f_{yb}
- La resistenza a compressione vale

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Nota:
se il baricentro della sezione efficace non coincide con quello della sezione geometrica si deve tener conto del momento corrispondente a questa eccentricità

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.3

Compressione in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

elemento 1			
irrigidimento superiore			
yP1	138.75	mm	σ_1 223.81 MPa
yP1	6.25	mm	σ_2 223.81 MPa
yP2	138.75	mm	
yP2	60	mm	k 6.400
bp	37.29	mm	p 6.906
ip	0.861		beff 33.77 mm
ip,red	0.801		
elemento 2			
ala superiore			
yP1	6.25	mm	σ_1 223.81 MPa
yP1	1.25	mm	σ_2 223.81 MPa
yP2	138.75	mm	
yP2	1.25	mm	k 4.000
bp	134.57	mm	p 6.901
ip	0.867		be1 51.54 mm
ip,red	0.807		be2 51.54 mm
elemento 3			
anima			
yP1	1.25	mm	σ_1 223.81 MPa
yP1	6.25	mm	σ_2 223.81 MPa
yP2	138.75	mm	be 194.57 mm
yP2	153.75	mm	k 4.000
bp	154.57	mm	p 6.613
ip	1.330		be1 39.30 mm
ip,red	1.300		be2 39.30 mm

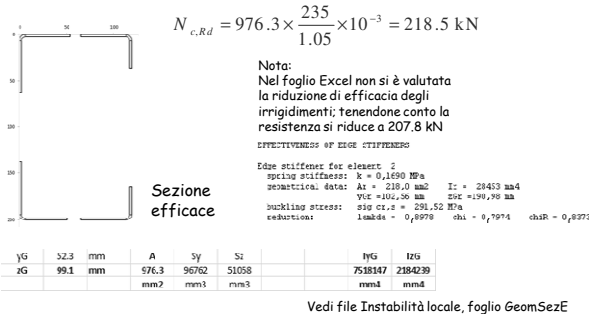
Caratteristica di sollecitazione
(Eurocompressione, 2a flessione Mx) 1

Si determina per ogni elemento la larghezza efficace

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Compressione in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo



Compressione in presenza di instabilità dell'asta

- Si utilizza l'approccio usuale per i profili non sottili, usando però i dati della sezione efficace

$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

LYRA/DAIJUN UT SECTION BUCKLING RESISTANCE [v-c]

area of the gross section: $A_g = 1240 \text{ mm}^2$
area of the effective section: $A_{eff} = 918 \text{ mm}^2$
reduction factor: $\beta_{red} = 0.7441$

c-t plane
buckling length: $l = 4.00 \text{ m}$
radius of gyration of gross cross-section: $i = 81.62 \text{ mm}$
slenderness: $\lambda_{buck} = 48.01$
relative slenderness: $\lambda_{buck,rel} = 0.4501$
imperfection factor: $\alpha_{eff} = 0.34$
reduction factor: $\chi_1 = 0.8017$

x-y plane
buckling length: $l = 4.00 \text{ m}$
radius of gyration of gross cross-section: $i = 46.17 \text{ mm}$
slenderness: $\lambda_{buck} = 84.90$
relative slenderness: $\lambda_{buck,rel} = 0.7090$
imperfection factor: $\alpha_{eff} = 0.34$
reduction factor: $\chi_2 = 0.7312$

lowest value of χ : $\chi_{min} = 0.7312$
Design buckling resistance: $N_{b,Rd} = 151.93 \text{ kN}$

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.2.2

Flessione in assenza di instabilità dell'asta

- Si deve valutare l'area efficace, tenendo conto dell'instabilità locale (in genere in maniera iterativa)
- Si deve usare la tensione di snervamento del materiale base f_{yb}
- La resistenza a flessione vale

$$M_{c,Rd} = W_{eff} \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

Nota:
La necessità di iterare nasce dal fatto che il baricentro della sezione efficace non coincide con quello della sezione geometrica

Eurocodice 3, parte 1-3, punto 6.1.3

Flessione in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo
Primo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a metà altezza ($x = 100 \text{ mm}$)

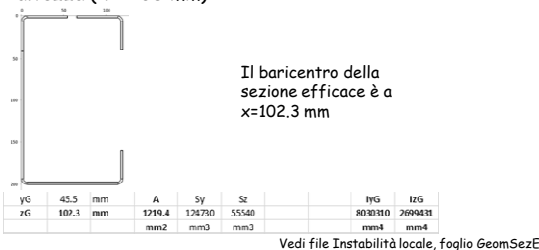
Caratteristiche di sollecitazione (1=compressione, 2=Flessione MPa)			
posizione asse neutro	z	100 mm	
ds/dz	2.266 MPa		

Caratteristiche di sollecitazione (1=compressione, 2=Flessione MPa)			
posizione asse neutro	z	100 mm	
ds/dz	2.266 MPa		

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Flessione in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo
Primo tentativo
- si considera la posizione dell'asse neutro a metà altezza ($x = 100 \text{ mm}$)



Flessione in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo
Secondo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a $x = 102.3 \text{ mm}$

Caratteristiche di sollecitazione (1=compressione, 2=Flessione MPa)			
posizione asse neutro	z	102.3 mm	
ds/dz	2.215 MPa		

Caratteristiche di sollecitazione (1=compressione, 2=Flessione MPa)			
posizione asse neutro	z	102.3 mm	
ds/dz	2.215 MPa		

Vedi file Instabilità locale, foglio Profilo C irr

Flessione

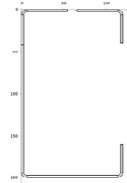
in assenza di instabilità dell'asta - esempio

- Sezione C 200x120x2.5 con irrigidimento di bordo

Secondo tentativo

- si considera la posizione dell'asse neutro a

$x = 102.3 \text{ mm}$



$$W_{eff} = \frac{8029848}{102.3} = 78493 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,Rd} = 78943 \times \frac{235}{1.05} \times 10^{-6} = 17.57 \text{ kNm}$$

Nota:

Nel foglio Excel non si è valutata la riduzione di efficacia degli irrigidimenti; tenendone conto la resistenza si riduce a 17.38 kNm

vG	45.5	mm	A	Sy	Sz	IyG	IzG
zG	102.3	mm	1219.3	124725	55526	8029848	2698794
			mm ²	mm ³	mm ³	mm ⁴	mm ⁴

Vedi file Instabilità locale, foglio GeomSezE

Corso di aggiornamento
Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

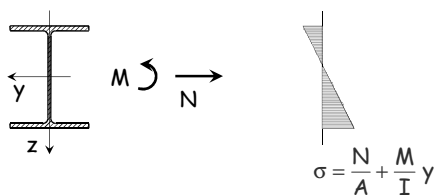
8 - Flessione composta

Villa Redenta, Spoleto
 2-4 marzo 2017

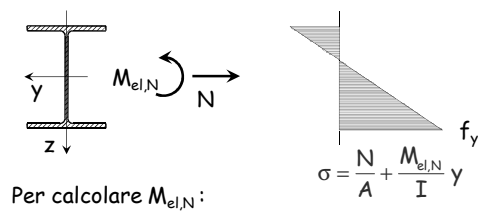
Francesca Barbagallo

**Flessione composta
 Tensoflessione**

Comportamento ultimo

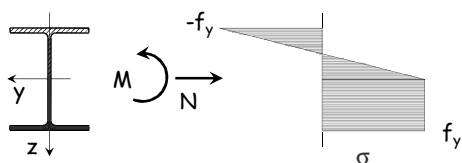


Comportamento ultimo



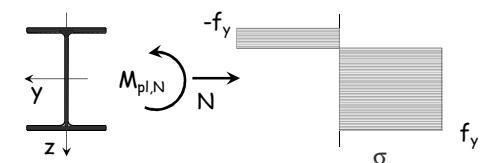
$$f_y = \frac{N}{A} + \frac{M_{el,N}}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad M_{el,N} = \left(f_y - \frac{N}{A} \right) W_{el}$$

Comportamento ultimo



Incrementando il momento flettente le deformazioni plastiche si propagano fino alla completa plasticizzazione della sezione

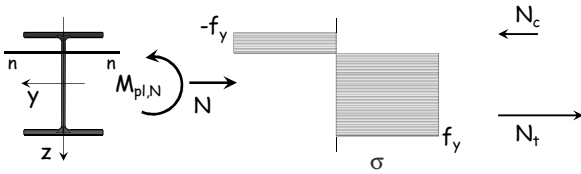
Comportamento ultimo



Per calcolare $M_{pl,N}$:

- 1 - Bisogna prima determinare la posizione dell'asse neutro, dall'equilibrio alla traslazione
- 2 - Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse baricentrico si determina poi $M_{pl,N}$

Comportamento ultimo



1 - Determinazione dell'asse neutro

$$N_c + N_t = N$$

(equilibrio alla traslazione)

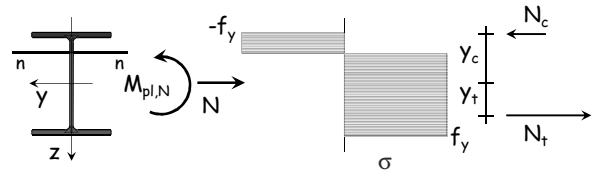


Asse neutro

$$N_c = -f_y A_c$$

$$N_t = f_y A_t$$

Comportamento ultimo



2 - Calcolo di $M_{pl,N}$

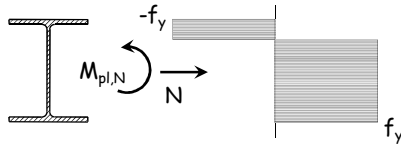
$$M_{pl,N} = N_t y_t - N_c y_c = f_y (A_t y_t - A_c y_c)$$

$$N_c = -f_y A_c$$

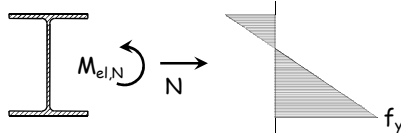
$$N_t = f_y A_t$$

Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2

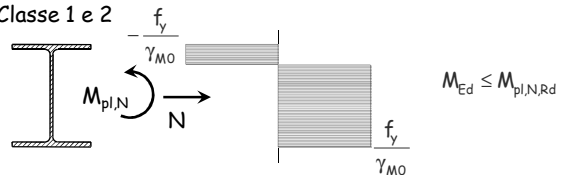


Classe 3

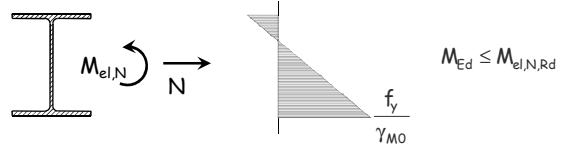


Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



Classe 3

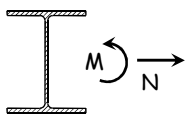


Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, = insieme delle coppie M-N per cui si ottiene lo stato limite ultimo della sezione

Per ricavare una coppia M-N del dominio

Sezione



Si assegna una posizione dell'asse neutro

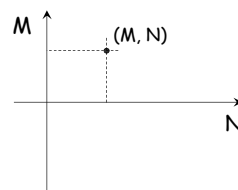
Si determina N

Si determina M ($M_{pl,N}$ o $M_{el,N}$)

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, = insieme delle coppie M-N per cui si ottiene lo stato limite ultimo della sezione

Per ricavare una coppia M-N del dominio



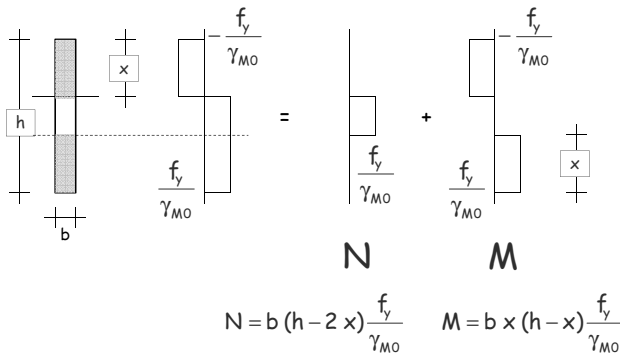
Si assegna l'asse neutro

Si determina N

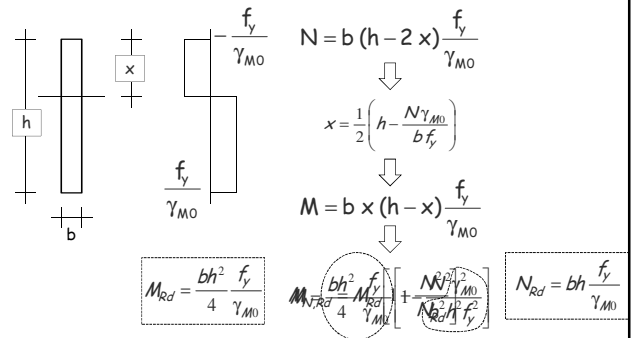
Si determina M ($M_{pl,N}$ o $M_{el,N}$)

e si riporta la coppia M - N nel diagramma

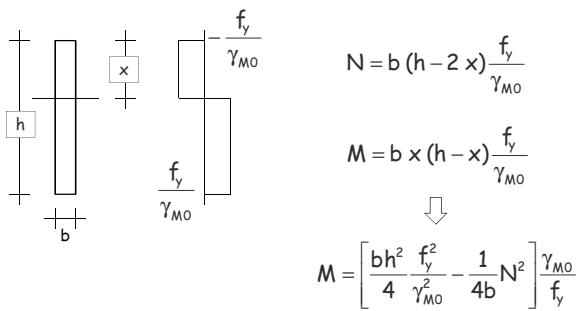
Esempio Sezione rettangolare (ad esempio un piatto)



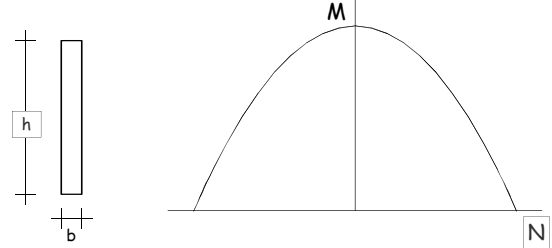
Esempio Sezione rettangolare



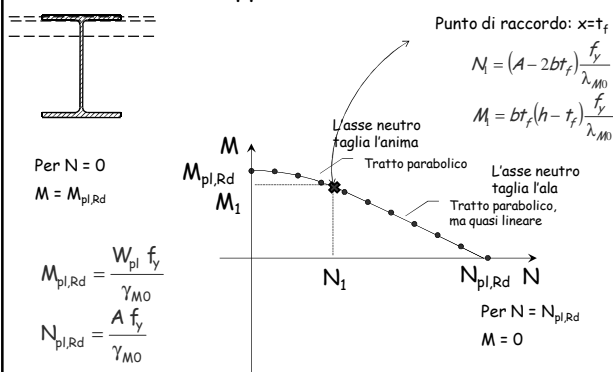
Esempio Sezione rettangolare



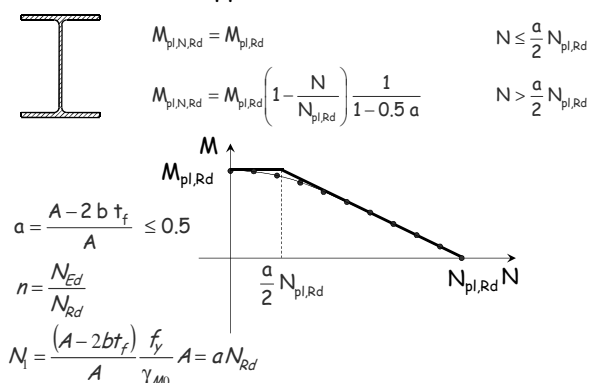
Esempio Sezione rettangolare



Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

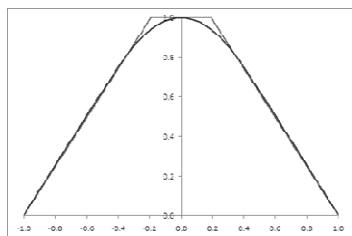


Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte



Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

- Per sezioni IPE (ad esempio IPE 300)

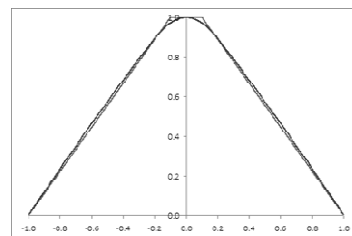


$$\frac{a}{2} \approx 0.2$$

Vedi foglio Excel Flessione composta

Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

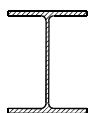
- Per sezioni HE (ad esempio HE 300 B)



$$\frac{a}{2} \approx 0.1$$

Vedi foglio Excel Flessione composta

Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

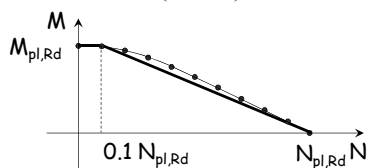


$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \quad N \leq 0.1 N_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,N,Rd} = 1.11 M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N}{N_{pl,Rd}}\right) \quad N > 0.1 N_{pl,Rd}$$

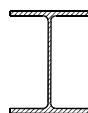
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$



Un tempo si suggeriva questa semplificazione

Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse forte

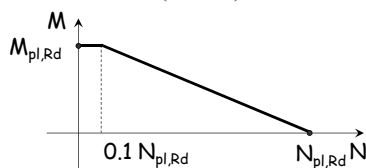


$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \quad N \leq 0.1 N_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,N,Rd} = 1.11 M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N}{N_{pl,Rd}}\right) \quad N > 0.1 N_{pl,Rd}$$

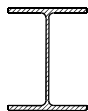
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$



Semplificazione cautelativa, va bene per profili HE

Dominio di resistenza per sezioni di classe 3

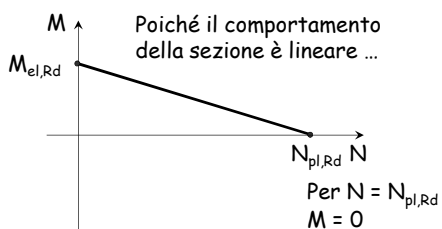


$$M_{el,N,Rd} = M_{el,Rd} \left(1 - \frac{N}{N_{pl,Rd}}\right) \quad \text{Lo stesso vale per il metodo delle tensioni ammissibili (ma con } \sigma_{am})$$

Per $N = 0$
 $M = M_{el,Rd}$

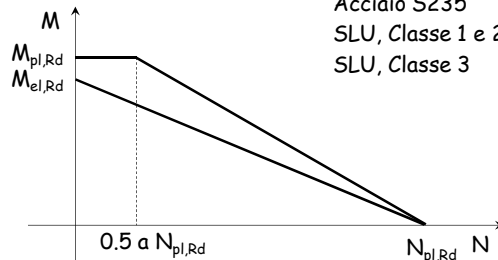
$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$



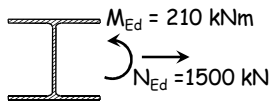
Dominio di resistenza confronto tra classe 1-2 e classe 3

Sezioni a doppio T
Acciaio S235
SLU, Classe 1 e 2
SLU, Classe 3



Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235

1 - Classe della sezione

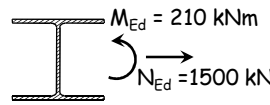
Anima: $\frac{c_w}{t_w} = \frac{208}{11} = 19 \leq 72 \varepsilon = 72$

Flangia: $\frac{c}{t_f} = \frac{117.5}{19} = 6.2 \leq 9 \varepsilon = 9$

La sezione appartiene alla classe 1.

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235

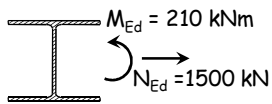
2 - Determinazione di N_{pl,Rd} ed M_{pl,Rd}

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 149}{1.05 \times 10^3} = 3334.8 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1868}{1.05 \times 10^3} = 418.1 \text{ kNm}$$

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	S235
b=300 mm	t=19 mm

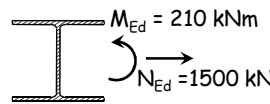
3 - Determinazione di a

$$a = \frac{A - 2 b t_f}{A} = \frac{14900 - 2 \times 300 \times 19}{14900} = 0.235$$

$$\frac{a}{2} N_{pl,Rd} = \frac{0.235}{2} 3334.8 = 391.8 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
Acciaio	S235
N _{pl,Rd}	3334.8 kN
M _{pl,Rd}	418.1 kNm

4 - Determinazione di M_{pl,N,Rd} e verifica

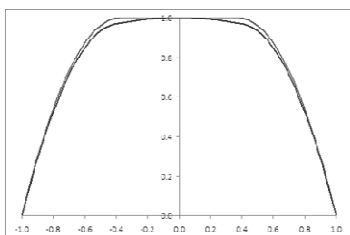
$$N_{Ed} = 1500 \text{ kN} \geq \frac{a}{2} N_{pl,Rd} = 391.8 \text{ kN}$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{1}{1 - 0.5 \times 0.235} = 260.7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 210.0 \text{ kNm}$$

La sezione è verificata

Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole

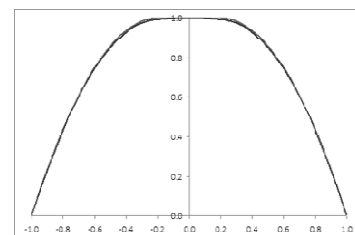
- Per sezioni IPE (ad esempio IPE 300)



Vedi foglio Excel Flessione composta

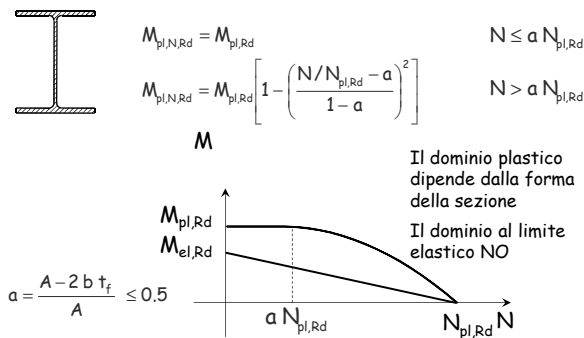
Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole

- Per sezioni HE (ad esempio HE 300 B)



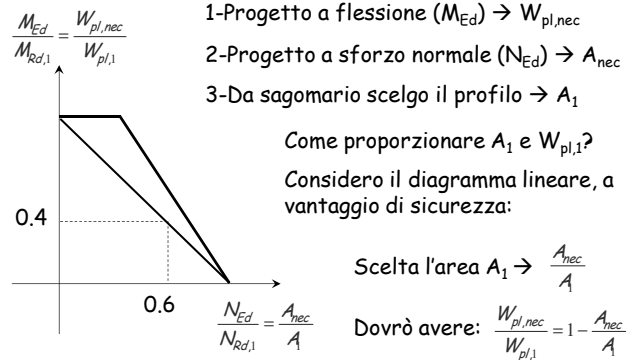
Vedi foglio Excel Flessione composta

Dominio di resistenza sezione a doppio T con M nell'asse debole



Il dominio plastico dipende dalla forma della sezione
Il dominio al limite elastico NO

Considerazioni di progetto



1-Progetto a flessione (M_{Ed}) $\rightarrow W_{pl,nec}$

2-Progetto a sforzo normale (N_{Ed}) $\rightarrow A_{nec}$

3-Da sagomario scelgo il profilo $\rightarrow A_1$

Come proporzionare A_1 e $W_{pl,1}$?

Considero il diagramma lineare, a vantaggio di sicurezza:

Scelta l'area $A_1 \rightarrow \frac{A_{nec}}{A}$

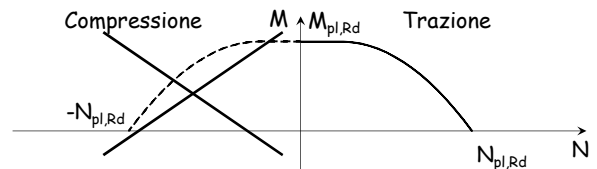
Dovrò avere: $\frac{W_{pl,nec}}{W_{pl,1}} = 1 - \frac{A_{nec}}{A}$

Flessione composta **Pressoflessione**

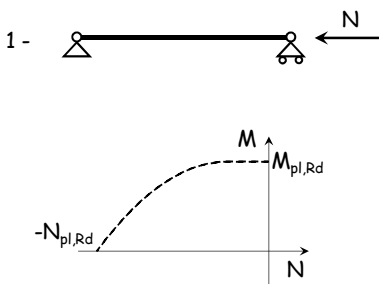
Domini di resistenza stato limite ultimo

Si possono ottenere semplicemente ribaltando il dominio M-N costruito nel caso di tenso-flessione?

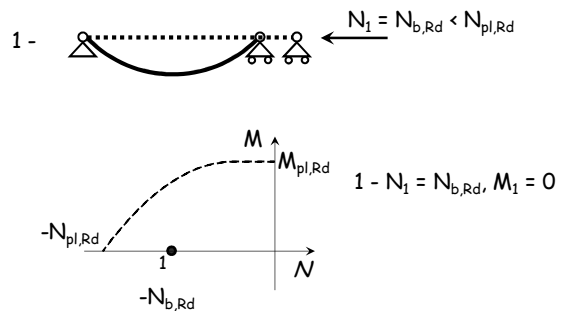
No: va bene per la singola sezione, ma per l'asta bisogna tener conto dell'instabilità



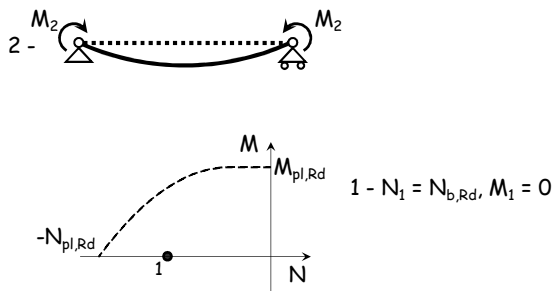
Costruzione del dominio di resistenza



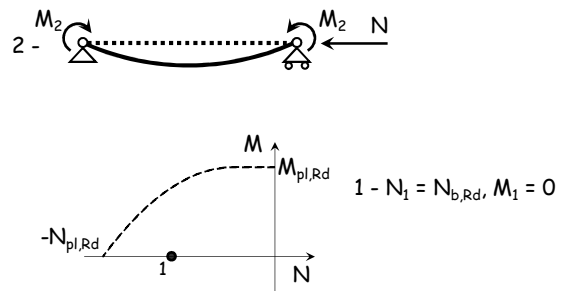
Costruzione del dominio di resistenza



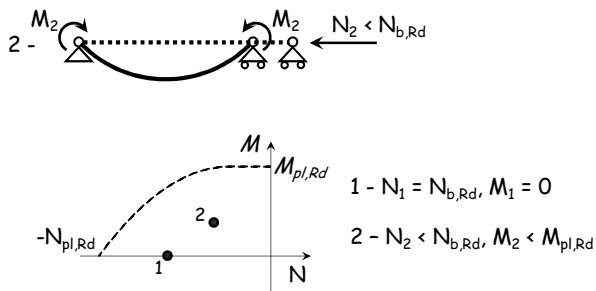
Costruzione del dominio di resistenza



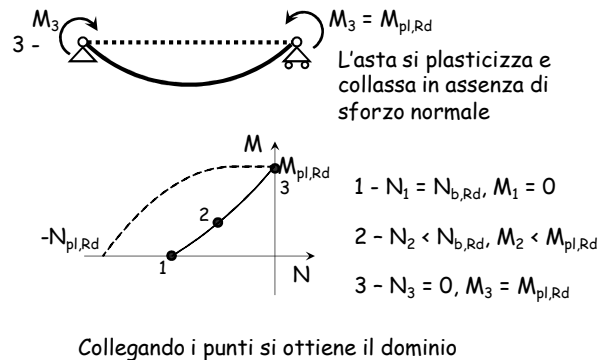
Costruzione del dominio di resistenza



Costruzione del dominio di resistenza

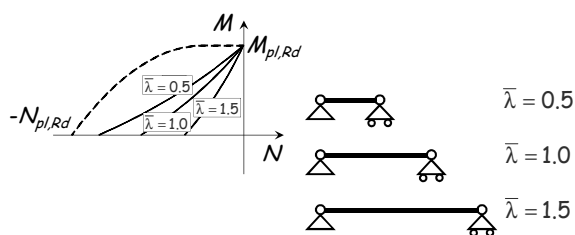


Costruzione del dominio di resistenza



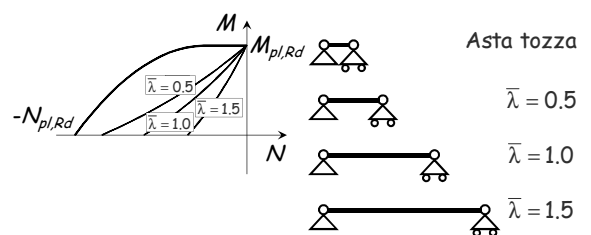
Influenza della snellezza

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:
- L'ampiezza del dominio si riduce all'aumentare della snellezza;



Influenza della snellezza

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:
- Nel caso di aste tozze coincide con quello per presso-flessione della sezione



Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

• Metodo A

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

o, in sostanza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

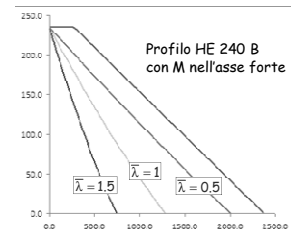
N_{cr} è il carico critico Euleriano

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.1

non previsto da Eurocodice 3

Dominio di resistenza metodo A

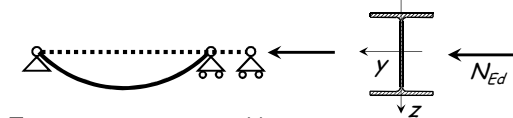
- Si ottengono le curve mostrate sotto



Vedi foglio Excel Flessione composta

Considerazioni su domini di resistenza

Un'asta in acciaio soggetta a compressione si instabilizza nel piano con minor resistenza



$$\bar{\lambda}_y \Rightarrow \chi_y \Rightarrow N_{b,Rd,y}$$

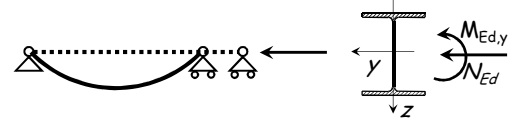
$$\bar{\lambda}_z \Rightarrow \chi_z \Rightarrow N_{b,Rd,z}$$

$$\text{Se } \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow N_{b,Rd,z} < N_{b,Rd,y} \Rightarrow N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z}$$

L'instabilità si verifica nel piano ortogonale all'asse z

Considerazioni su domini di resistenza

Un'asta in acciaio soggetta a compressione si instabilizza nel piano con minor resistenza



$$\bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow N_{b,Rd,z} < N_{b,Rd,y} \Rightarrow N_{b,Rd} = N_{b,Rd,z}$$

L'instabilità si verifica nel piano ortogonale all'asse z

La presenza di un momento $M_{Ed,y}$ favorisce l'instabilità dell'asta quanto un momento $M_{Ed,z}$? Probabilmente NO

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone quindi una seconda formula:

• Metodo B

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

o, in sostanza:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

• Metodo B

si noti che in questo caso le verifiche sono due e il denominatore di N è diverso a seconda del piano in cui agisce M

è meno gravoso quando c'è solo momento rispetto all'asse forte, mentre l'asta sbanda intorno all'asse debole

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

- Metodo B

I coefficienti k si calcolano con apposite formule

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	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{y, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{y, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{y, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{y, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{zz}	I.H. Sezioni cave	k_{eff}	$0,6 \cdot k_{\text{eff}}$
k_{yy}	I.H. Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{\text{eff}}$	$0,6 \cdot k_{\text{eff}}$
k_{zz}	I.H. Sezioni cave	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k_{zz}	I.H. Sezioni cave	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{\text{eff}} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{\text{eff}} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{Z_{z, \text{eff}} \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

La normativa italiana propone due formule:

- Metodo B

In particolare, per momento solo nell'asse forte ($M_{y,Ed} \neq 0, M_{z,Ed} = 0$) si ha

$$k_{yy} = 1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}} \leq 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rd}}$$

$$k_{zz} = 0$$

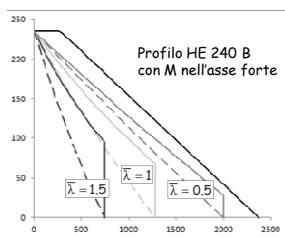
e la seconda equazione pone solo il limite $N \leq N_{b,Rd,z}$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza metodo B

- Si ottengono le curve mostrate sotto (con tratteggio sono indicate le curve precedenti)



In questo caso il metodo A è molto cautelativo

Vedi foglio Excel Flessione composta

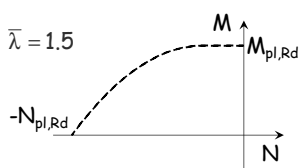
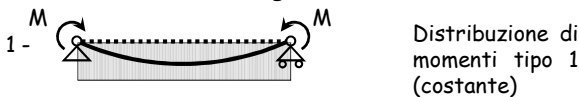
Dominio di resistenza pressoflessione (con instabilità)

- Le curve mostrate in precedenza si riferiscono al caso di momento flettente costante lungo l'asta
- Se il momento flettente varia, si considera un momento equivalente

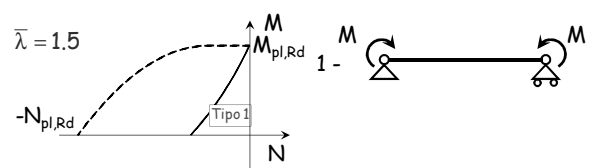
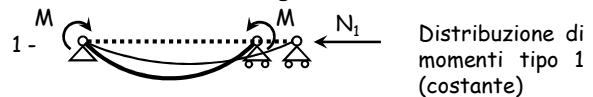
$$M_{eq,Ed} = \alpha_m M_{Ed,max}$$

con $\alpha_m \leq 1$ che dipende dalla distribuzione di M

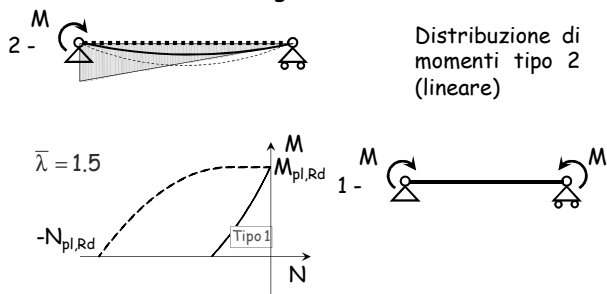
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



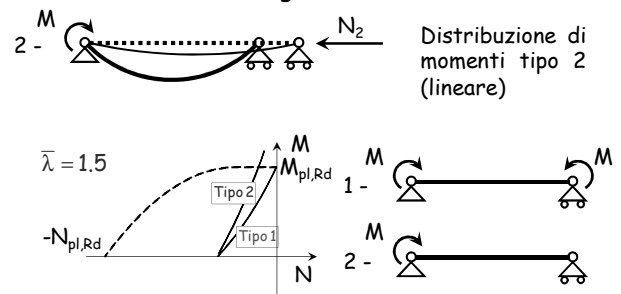
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



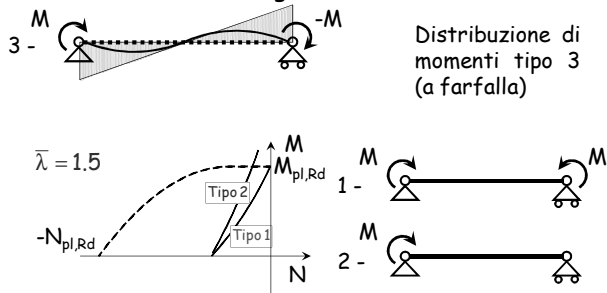
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



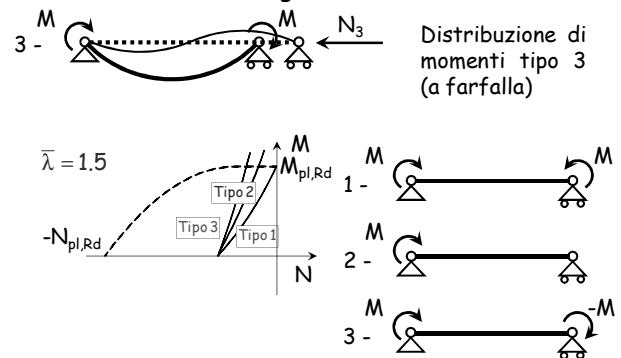
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



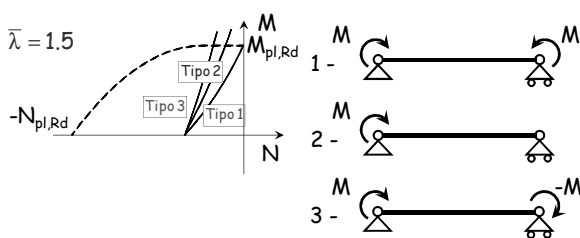
Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento



Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento

Il dominio dipende dall'andamento del diagramma del momento flettente:

- L'ampiezza del dominio aumenta passando dal diagramma di tipo 1 a quello di tipo 3.



Dominio di resistenza influenza del diagramma di M (modello A)

- Il momento equivalente $M_{eq,Ed}$ tiene conto della variazione del momento nell'asta e può essere preso pari a

$$M_{eq,Ed} = 1.3 M_{m,Ed}$$

assumendo comunque $0.75 M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$

$M_{m,Ed}$ è il valore medio del momento nell'asta

- Per asta vincolata agli estremi con momento variabile linearmente si può assumere

$$M_{eq,Ed} = 0.6 M_a - 0.4 M_b$$

assumendo comunque $M_{eq,Ed} \geq 0.4 M_b$

M_a è il massimo tra i due ed il segno si riferisce al verso della coppia M (se $M_a = -M_b$ il diagramma di M è costante e $M_{eq,Ed} = M_a$)

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.1

non previsto da Eurocodice 3

Dominio di resistenza influenza del diagramma di M (modello B)

- Se si usa il metodo B sono fornite espressioni più complesse

Diagramma del momento	Intervallo	Coefficienti α_{m1} , α_{m2} , $\alpha_{m1,7}$	
		Carico uniforme	Carico concentrato
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_1(1 + 2\psi)$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_1$

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Dominio di resistenza influenza del diagramma di M (modello B)

- Se si usa il metodo B sono fornite espressioni più complesse

Diagramma del momento	Intervallo	Coefficienti α_{m1} , α_{m2} , $\alpha_{m1,7}$	
		Carico uniforme	Carico concentrato
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_1(1 + 2\psi)$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_1$

Nota: M_s è il momento in mezzeria, non il massimo momento in campata (queste figure possono trarre in inganno, l'EC3 è più chiaro)

Circolare, punto 4.2.4.1.3.3.2

Eurocodice 3, punto 6.3.3(4) e appendice B

Nell'Eurocodice 3

Interaction factors	Type of sections	Design assumptions	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{b1}	I-sections	$C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m1} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_{b1} - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{b2}	I-sections	k_{b2}	$0,6 k_{b2}$
k_{b3}	I-sections	$0,8 k_{b3}$	$0,6 k_{b3}$
k_{b4}	I-sections	$C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m1} \left(1 + \left(2\bar{\lambda}_{b1} - 0,5 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{m1} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_{b1} - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

For I- and H-sections and rectangular hollow sections under axial compression and uniaxial bending $M_{b,Ed}$ the coefficient k_{b1} may be $k_{b1} = 0$.

Nell'Eurocodice 3

Interaction factors	Type of sections	Design assumptions	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{b1}	I-sections	$C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m1} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_{b1} - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{b2}	I-sections	k_{b2}	$0,6 k_{b2}$
k_{b3}	I-sections	$0,8 k_{b3}$	$0,6 k_{b3}$
k_{b4}	I-sections	$C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m1} \left(1 + \left(2\bar{\lambda}_{b1} - 0,5 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections	$\leq C_{m1} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$\leq C_{m1} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_{b1} - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{Z_{b1} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

For I- and H-sections and rectangular hollow sections under axial compression and uniaxial bending $M_{b,Ed}$ the coefficient k_{b1} may be $k_{b1} = 0$.

Nell'Eurocodice 3

Moment diagram	range	C_{m1} and C_{m2} and $C_{m1,7}$	
		uniform loading	concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_1(1 + 2\psi)$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_1$

For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{m1} = 0,9$ or $C_{m2} = 0,9$ respectively.

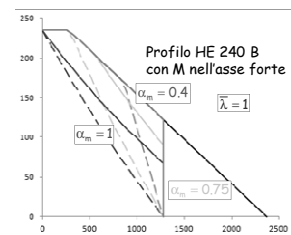
C_{m1} , C_{m2} and $C_{m1,7}$ should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:

moment factor	bending axis	points braced in direction
C_{m1}	$\bar{x}-\bar{x}$	$\bar{y}-\bar{y}$
C_{m2}	$\bar{y}-\bar{y}$	$\bar{x}-\bar{x}$
$C_{m1,7}$	$\bar{x}-\bar{x}$	$\bar{x}-\bar{x}$

Eurocodice 3, annesso B

Dominio di resistenza influenza del diagramma del momento

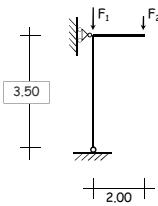
- Si ottengono le curve mostrate sotto (con tratteggio sono indicate le curve del metodo A)



Anche in questo caso il metodo A è molto cautelativo

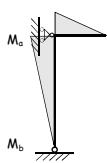
Vedi foglio Excel Flessione composta

Esempio



$$F_1 = 800 \text{ kN}$$

$$F_2 = 60 \text{ kN}$$



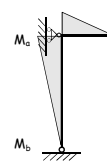
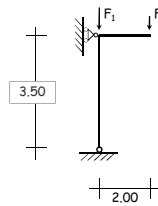
$$M_a = 120 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 860 \text{ kN}$$

$$M_{eq,Ed} = 0.6 \times 120 - 0.4 \times 0 = 72 \text{ kNm}$$

Esempio



Sezione HEB300
A 149 cm²
W_{pl} 1868 cm³
Acciaio S235

$$M_{pl,Rd} = 418.1 \text{ kNm}$$

$$N_{bRd} = 2826.8 \text{ kN}$$

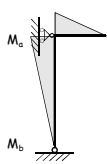
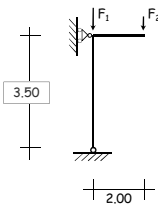
instabilità intorno a z
l₀ = 3.50 m

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_0^2}$$

instabilità intorno a y

$$N_{cr} = 42579 \text{ kN}$$

Esempio (metodo A)



Sezione HEB300
A 149 cm²
W_{pl} 1868 cm³
Acciaio S235

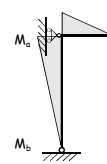
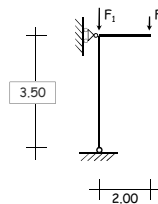
$$M_{pl,Rd} = 418.1 \text{ kNm}$$

$$N_{bRd} = 2826.8 \text{ kN}$$

$$N_{bRd,x} = 3231.2 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} + \frac{M_{x,eq,Ed}}{M_{x,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} = \frac{860}{2826.8} + \frac{72}{418.1 \left(1 - \frac{860}{42579}\right)} = 0.304 + 0.176 = 0.480 \leq 1$$

Esempio (metodo B)



M
ψ = 0

$$F_1 = 800 \text{ kN}$$

$$F_2 = 60 \text{ kN}$$

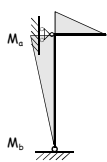
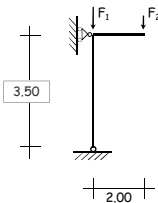
$$M_a = 120 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 860 \text{ kN}$$

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 \psi = 0.6$$

Esempio (metodo B) prima condizione



$$\bar{\lambda}_x = 0.287$$

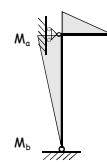
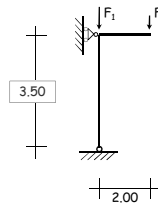
$$\chi_x = 0.9689$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.492$$

$$\chi_y = 0.8477$$

$$k_{xx} = C_{mx} \left[1 + (\bar{\lambda}_x - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_x A f_y} \right] = 0.6 \left[1 + (0.287 - 0.2) \frac{860}{3231.2} \right] = 0.614$$

Esempio (metodo B) prima condizione



$$\bar{\lambda}_x = 0.287$$

$$\chi_x = 0.9689$$

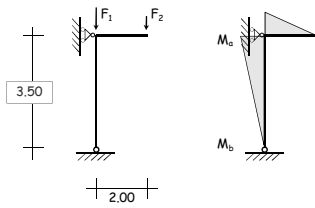
$$\bar{\lambda}_y = 0.492$$

$$\chi_y = 0.8477$$

$$k_{xx} \leq C_{mx} \left[1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_x A f_y} \right] = 0.6 \left[1 + 0.8 \frac{860}{3231.2} \right] = 0.728$$

Ok, quindi k_{xx} = 0.614

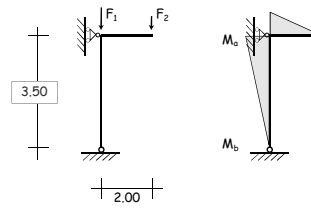
Esempio (metodo B) prima condizione



$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_x A f_y} + \frac{k_{ox} M_{x,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,x} f_y} = \frac{860}{3233.2} + \frac{0.614 \times 120}{418.1} = 0.266 + 0.176 = 0.442 < 1$$

Con il Metodo A era 0.480,
un po' più gravoso

Esempio (metodo B) seconda condizione



Perché $k_{yx} = 0$

$$\frac{N_{Ed} \gamma_{M1}}{\chi_y A f_y} + \frac{k_{yx} M_{y,Ed} \gamma_{M1}}{W_{pl,y} f_y} = \frac{860}{2828.6} = 0.304$$

meno gravosa

Verifica di stabilità con sforzo normale centrato

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

9 - Torsione; instabilità flesso-torsionale

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

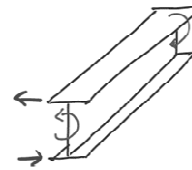
Torsione

Resistenza a torsione comportamento elastico

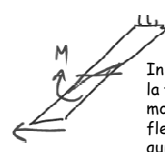
- La torsione, come il taglio, induce tensioni tangenziali τ
- Esistono formule specifiche, in funzione della forma della sezione
 - Sezioni scatolari - formula di Bredt $\tau_{\max} = \frac{T}{2 A_k t_{\min}}$
i profili chiusi portano bene la torsione
 - Sezioni rettangolari ($a \times t$) $\tau_{\max} = \psi \frac{T}{a t^2}$
 $\psi=3$ per sezioni sottili
i profili aperti non portano bene la torsione, perché lo spessore t è piccolo e le τ sono molto forti

Resistenza a torsione comportamento elastico

- Per sezioni aperte molto sottili esiste una teoria specifica (teoria di Vlasov o delle aree settoriali)



La coppia torcente può essere vista come due forze uguali e opposte che agiscono sulle due ali



In ciascuna ala la forza genera momento flettente e quindi σ

Sulle due ali ci sono momenti uguali e opposti (si parla quindi di bimomento)

Resistenza a torsione comportamento elastico

- Per sezioni aperte molto sottili esiste una teoria specifica (teoria di Vlasov o delle aree settoriali)
- La teoria di Vlasov consente di determinare le tensioni σ indotte da un bimomento B , in funzione di:

$$\begin{aligned} \omega &= \int_0^s h \, ds \\ I_\omega &= \int_A \omega^2 \, dA \\ \sigma &= \frac{B}{I_\omega} \omega \end{aligned}$$

Resistenza a torsione comportamento elastico

- Per sezioni aperte molto sottili esiste una teoria specifica (teoria di Vlasov o delle aree settoriali)
- La torsione "alla Vlasov" è detta anche torsione secondaria, per distinguerla dalla torsione alla De Saint Venant, detta torsione primaria
- Nei profili reali il comportamento è intermedio e la torsione è in parte primaria e in parte secondaria

Ma in ogni caso i profili aperti non portano bene la torsione

Convien sempre usare profili chiusi

Resistenza a torsione stato limite ultimo

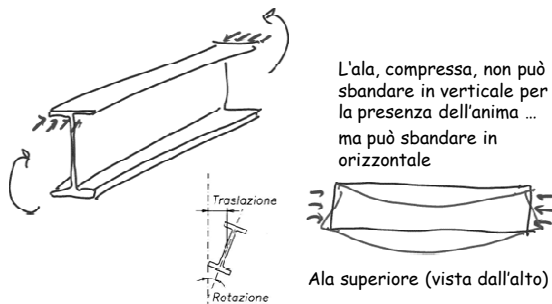
- Nel caso di profili chiusi di spessore costante, invertendo la formula di Bredt e considerando che

$$\text{si ha: } \tau_{\max} \leq \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad T_{Rd} = 2 A_k \tau \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Instabilità flessio-torsionale (lateral-torsional)

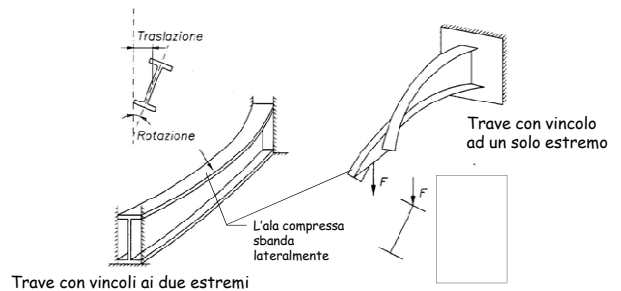
Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)



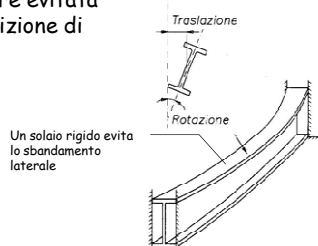
Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)



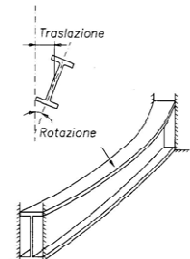
Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)
- L'instabilità può essere evitata con opportuna disposizione di elementi strutturali



Instabilità flessio-torsionale

- Le travi inflesse possono sbandare trasversalmente, con rotazione intorno al loro asse (torsionale)
- L'instabilità può essere evitata con opportuna disposizione di elementi strutturali
- Se non può essere evitata, bisogna ridurre il momento resistente



Instabilità flessio-torsionale

in campo elastico

- Il momento flettente M_{cr} che provoca l'instabilità è dato dalla formula

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \sqrt{\frac{I_\omega + \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{G I_t}{E I_z}}{I_z}}$$

con

I_z momento d'inerzia flessionale

I_t momento d'inerzia torsionale (da teoria di De S.V.)

I_ω momento d'inerzia settoriale (da teoria di Vlasov)

Instabilità flessio-torsionale

in campo elastico

- Esempio 1: IPE 160 di acciaio S275
lunghezza $l_0 = 4.00$ m

$$I_z = 68.31 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 3.60 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_\omega = 3.96 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$E = 210000 \text{ MPa}, G = 80770 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \sqrt{\frac{I_\omega + \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{G I_t}{E I_z}}{I_z}} = 18.9 \text{ kNm}$$

mentre la resistenza a flessione sarebbe

$$M_{Rd} = 32.5 \text{ kNm}$$

Instabilità flessio-torsionale

in campo elastico

- Esempio 2: HE 120 A di acciaio S275
lunghezza $l_0 = 4.00$ m

$$I_z = 230.9 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 5.99 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_\omega = 4.84 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$E = 210000 \text{ MPa}, G = 80770 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \sqrt{\frac{I_\omega + \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{G I_t}{E I_z}}{I_z}} = 44.6 \text{ kNm}$$

mentre la resistenza a flessione sarebbe

$$M_{Rd} = 31.3 \text{ kNm}$$

Instabilità flessio-torsionale

allo stato limite ultimo

- Bisogna ridurre il momento resistente per tener conto dell'instabilità flessio-torsionale
- Le espressioni usate sono simili a quelle dell'instabilità Euleriana

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il secondo valore è consigliato per sezioni laminare e saldate

$$0.2 \div 0.4 \quad 1 \div 0.75$$

Instabilità flessio-torsionale

allo stato limite ultimo

- Esempio 1: IPE 160 di acciaio S275
lunghezza $l_0 = 4.00$ m

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \sqrt{\frac{I_\omega + \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{G I_t}{E I_z}}{I_z}} = 18.9 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 1.344$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.406$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}} = 13.2 \text{ kNm} \quad \text{mentre la resistenza a flessione sarebbe stata } M_{Rd} = 32.5 \text{ kNm}$$

Instabilità flessio-torsionale

allo stato limite ultimo

- Esempio 2: HE 120 A di acciaio S275
lunghezza $l_0 = 4.00$ m

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_0^2} \sqrt{\frac{I_\omega + \frac{l_0^2}{\pi^2} \frac{G I_t}{E I_z}}{I_z}} = 44.6 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 0.858$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.688$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}} = 21.5 \text{ kNm} \quad \text{mentre la resistenza a flessione sarebbe stata } M_{Rd} = 31.3 \text{ kNm}$$

Instabilità flesso-torsionale

allo stato limite ultimo

- Le espressioni usate e gli esempi svolti sono riferite ad aste con momento costante
- Quando il momento varia lungo l'asta si utilizzano fattori correttivi analoghi a quelli già visti per la flessione composta in aste compresse

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

10 - Classificazione dei collegamenti; collegamenti saldati

Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Francesca Barbagallo

Classificazione dei collegamenti

- In base alla modalità di esecuzione:

1. Collegamento saldati
2. Collegamenti bullonati

Resistenze da usare

- Sempre i valori ultimi (non quelli di snervamento)

Saldature:

si dovrebbe usare f_{uw} (resistenza della saldatura);
per comodità la si riporta a f_u del materiale base

Bulloni: f_{ub}

Classificazione dei collegamenti

- In base all'azione che si trasmette

1. Collegamento a parziale ripristino di resistenza

In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto

2. Collegamento a completo ripristino di resistenza

In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione ultime del meno resistente tra gli elementi collegati

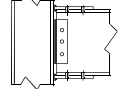
Classificazione dei collegamenti

- In base alla rigidezza

con riferimento alla rotazione relativa tra i pezzi uniti

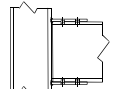
1. Collegamento rigido

la rotazione relativa è praticamente nulla



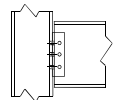
2. Collegamento semirigido

la rotazione relativa è legata al momento flettente;
equivale ad una molla rotazionale



3. Collegamento a cerniera

la rotazione relativa è sostanzialmente consentita



Collegamenti saldati

Procedimenti di saldatura

- Sorgente termica
che produce alta temperatura in modo localizzato
- Fusione
del materiale base più il materiale di apporto
- Protezione del bagno di fusione
per evitare reazione con l'aria
- Procedimenti di saldatura:
 - manuali saldatura ossiacetilenica o saldatura ad arco con elettrodi rivestiti
 - semiautomatici saldatura a filo continuo sotto protezione di gas
 - automatici saldatura ad arco sommerso

Procedimenti di saldatura

- Procedimenti di saldatura manuali
- Saldatura ossiacetilenica
 - reazione tra acetilene ed ossigeno ($C_2H_2 + O_2 = 2CO + H_2$) con produzione di gas riducenti e calore
 - materiale di apporto sotto forma di bacchetta metallica

Procedimenti di saldatura

- Procedimenti di saldatura manuali
- Saldatura ossiacetilenica
- Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti
 - arco elettrico fatto scoccare tra materiale base ed elettrodo
 - l'elettrodo ha funzione di materiale di apporto; bacchetta metallica con rivestimento la cui fusione genera gas per la protezione della zona fusa

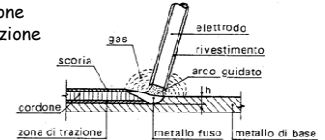


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
 - si generano ai bordi della saldatura per effetto dei cicli termici ad elevata velocità di raffreddamento che danno luogo a fenomeni simili a quella della tempera
 - la prevenzione da questo fenomeno può ottenersi con un preriscaldamento del pezzo, facendo più passate di saldatura ed utilizzando elettrodi con rivestimento basico

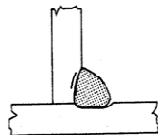


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
 - si generano durante la solidificazione della zona fusa e a seguito di scorie provenienti dal materiale base; queste ultime tendono a segregare in zone preferenziali e a temperature più basse del materiale circostante dando luogo a tensioni da ritiro e a non coesione del materiale

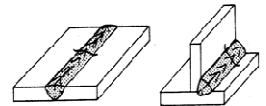


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
 - quando i pezzi da saldare non sono vincolati si hanno spostamenti relativi importanti che possono essere corretti con frecce iniziali di segno opposto, con bloccaggio dei pezzi da saldare o con studio delle sequenze di saldatura

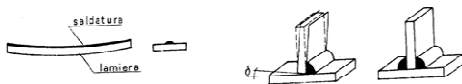


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
- Strappi lamellari
- Difetti di esecuzione
 - dovuti a cavità contenenti scoria per sequenze improprie delle passate di saldatura, a mancata penetrazione dei pezzi da saldare o ad incollatura tra materiale di apporto fuso e materiale base non ancora fuso

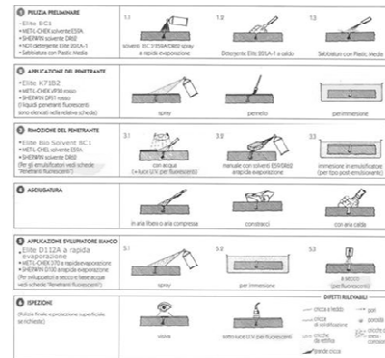


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

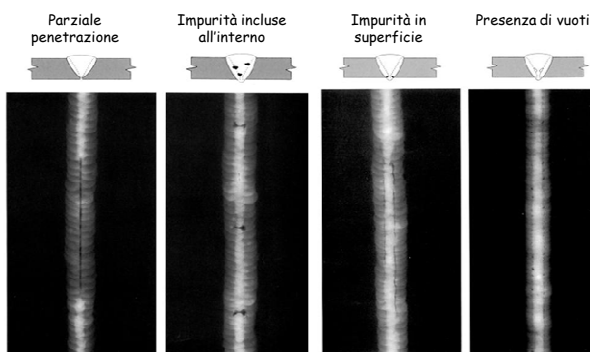
Difetti di saldatura

- Cricche a freddo
- Cricche a caldo
- Deformazioni permanenti
- Strappi lamellari
- Difetti di esecuzione
- Tensioni residue

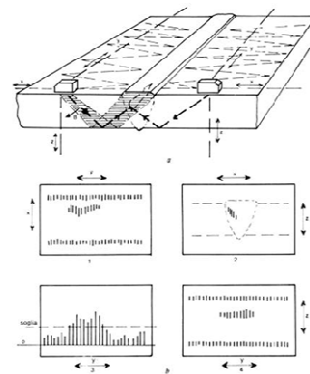
Controlli delle saldature Esame con liquidi penetranti



Controlli delle saldature Esame radiografico

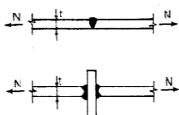


Controlli delle saldature Esame ad ultrasuoni



Collegamenti saldati Classificazione

1. Saldature a completa penetrazione



Se rimangono tratti non collegati:
saldatura a parziale penetrazione (considerata come cordone d'angolo)

2. Saldature a cordone d'angolo

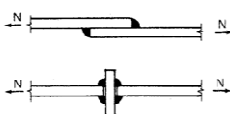


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

- È indispensabile la preparazione dei lembi dei pezzi da saldare:
cianfrinatura (perché lo smusso è denominato cianfrino)

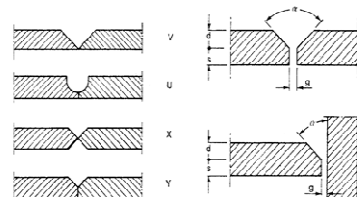


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

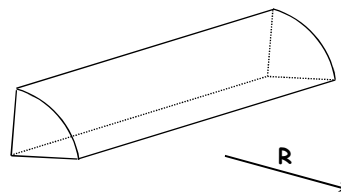
- Viene perfettamente ripristinata la continuità del materiale
- La resistenza della saldatura è almeno pari a quella dei pezzi che unisce
- In genere non è necessaria una verifica specifica

4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

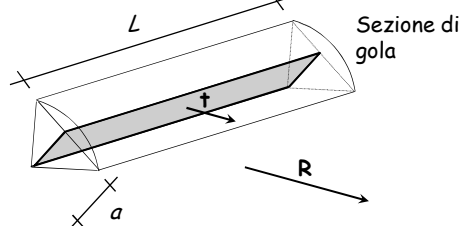
NTC08, punto 4.2.8.2.1

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



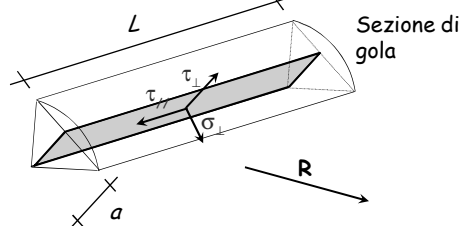
R Forza agente sul cordone d'angolo

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



R Forza agente sul cordone d'angolo
t Tensione agente sulla sezione di gola
 (ha lo stessa direzione di R e modulo pari a $t = R / a L$)

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



R Forza agente sul cordone d'angolo
t Tensione agente sulla sezione di gola
 (ha lo stessa direzione di R e modulo pari a $t = R / a L$)
 $\sigma_{\perp} \tau_{//} \tau_{\perp}$ Componenti di **t**

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura

Il dominio di rottura di un cordone di saldatura è stato determinato sperimentalmente

Per la sua forma irregolare è stato denominato **peroide**

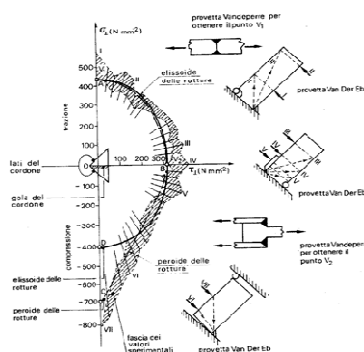
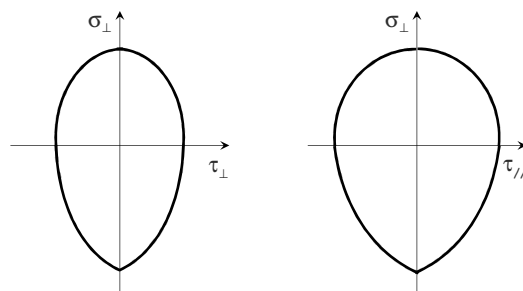
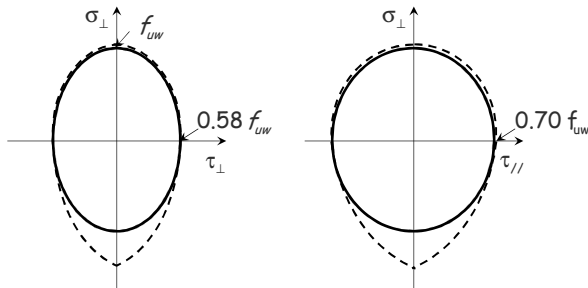


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Dominio di resistenza sperimentale Peroide

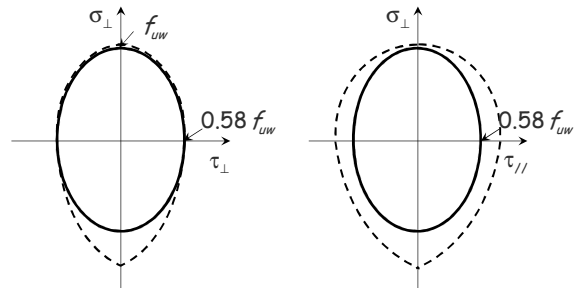


Domini di resistenza analitici Ellissoide



$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{UW}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.58 f_{UW})^2} + \frac{\tau_{//}^2}{(0.70 f_{UW})^2} \leq 1$$

Domini di resistenza Ellissoide di rotazione



$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{UW}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.58 f_{UW})^2} \leq 1$$

Domini di resistenza Ellissoide ed ellissoide di rotazione

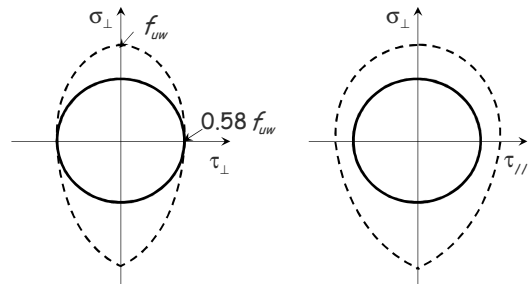
$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{UW}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2}{(0.58 f_{UW})^2} + \frac{\tau_{//}^2}{(0.70 f_{UW})^2} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{UW}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.58 f_{UW})^2} \leq 1$$

Svantaggio:

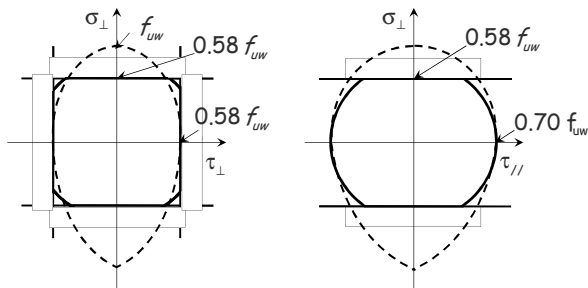
Bisogna calcolare le componenti della tensione τ rispetto al sistema di riferimento della sezione di gola σ_{\perp} , τ_{\perp} e $\tau_{//}$

Domini di resistenza Dominio sferico



$$\frac{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.58 f_{UW})^2} \leq 1 \Rightarrow \tau \leq 0.58 f_{UW}$$

Domini di resistenza Sfera mozza



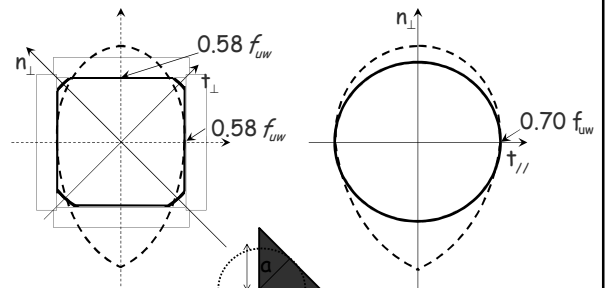
$$\frac{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.70 f_{UW})^2} \leq 1$$

Inoltre ...

$$\sigma_{\perp} \leq 0.58 f_{UW}$$

$$\tau_{\perp} \leq 0.58 f_{UW}$$

Domini di resistenza Sfera mozza

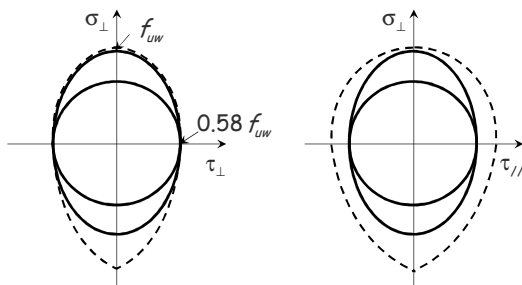


$$\frac{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2}{(0.70 f_{UW})^2} \leq 1$$



Inoltre ... $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq 0.58 \sqrt{2} f_{UW}$

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



Sia l'EC3 che le NTC08 propongono due domini:
1 - dominio sferico con raggio pari a $0.58 f_{uw}$
2 - ellissoide di rotazione

Verifica di cordoni di saldatura con il dominio sferico

$$t < f_{vw} = \frac{f_{uw}}{\sqrt{3}} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w}$$

f_{vw} Massima tensione sopportabile da cordone di saldatura

β_w Tiene conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$\beta_w = 0.80$ Per S235

$\beta_w = 0.85$ Per S275

$\beta_w = 0.90$ Per S355

Verifica di cordoni di saldatura con il dominio sferico

$$t < f_{vw} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

f_{vw} Massima tensione sopportabile da cordone di saldatura

β_w Tiene conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$\beta_w = 0.80$ Per S235

$\beta_w = 0.85$ Per S275

$\beta_w = 0.90$ Per S355

NTC08, punto 4.2.8.2.1

Prescrizioni sui cordoni di saldatura

L'altezza di gola:

- deve essere pari almeno a 3 mm

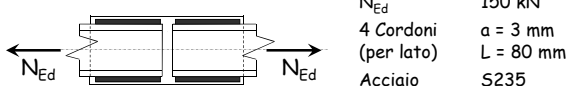
Lunghezza efficace:

- di norma si assume uguale alla lunghezza totale meno 2 volte l'altezza di gola
- si assume pari alla lunghezza totale se il cordone di saldatura presenta lo stesso spessore anche nelle parti iniziale e finale
- deve essere pari almeno a 6 volte l'altezza di gola e comunque non minore di 30 mm

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 4.5.1 e 4.5.2

Esempio coppie di profili a U saldati a un piatto

Dati:



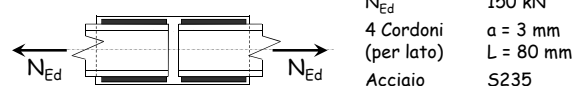
N_{Ed} 150 kN
4 Cordoni (per lato) $a = 3$ mm
Acciaio $L = 80$ mm
S235

1 - Determinazione di $f_{vw,d}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0.80 \times 1.25} = 207.8 \text{ MPa}$$

Esempio coppie di profili a U saldati a un piatto

Dati:



N_{Ed} 150 kN
4 Cordoni (per lato) $a = 3$ mm
Acciaio $L = 80$ mm
S235

2 - Verifica

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_t} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} < a L f_{vw,d} = \frac{3 \times 80 \times 207.8}{10^3} = 49.9 \text{ kN}$$

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa}$$

I cordoni sono verificati

Verifica di cordoni di saldatura con l'ellissoide di rotazione

Richiede la valutazione delle diverse componenti di tensione sulla sezione di gola

$$\frac{\sigma_{\perp}^2}{f_{uw}^2} + \frac{\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2}{(0.58 f_{uw})^2} \leq 1$$

o in alternativa ...

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_{uw} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

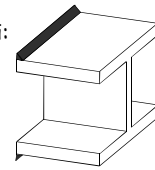
β_w e γ_{M2} hanno lo stesso significato fisico ed assumono gli stessi valori mostrati nel caso di dominio sferico

NTC08, punto 4.2.8.2.1

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

1 - Determinazione delle tensioni dovute al taglio

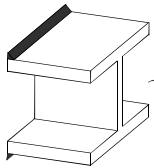
$$F_V = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ kN}$$

F_V Forza verticale applicata sul cordone per effetto del taglio

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

1 - Determinazione delle tensioni dovute al taglio

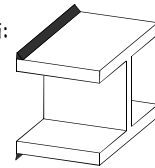
$$\sigma_{\perp}^V = \frac{F_V \cos(45^\circ)}{a L} = \frac{35 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 22.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp}^V = \frac{F_V \sin(45^\circ)}{a L} = \frac{35 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 22.9 \text{ MPa}$$

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

2 - Determinazione delle tensioni dovute al Momento

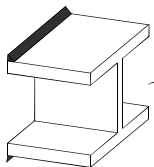
$$F_M = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{40}{0.171} = 233.9 \text{ kN}$$

F_M Forza orizzontale applicata sul cordone per effetto del momento flettente

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

2 - Determinazione delle tensioni dovute al Momento

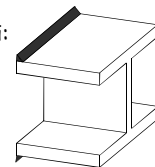
$$\sigma_{\perp}^M = \frac{F_M \sin(45^\circ)}{a L} = \frac{233.9 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 153.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp}^M = \frac{F_M \cos(45^\circ)}{a L} = \frac{233.9 \times 10^3}{\sqrt{2} \times 6 \times 180} = 153.2 \text{ MPa}$$

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:



V_{Ed}	70 kN
M_{Ed}	40 kNm
Acciaio	S235
Asta	HEA 180
Cordoni	$a = 6 \text{ mm}$ $L = 180 \text{ mm}$

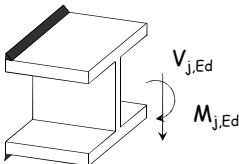
3 - Determinazione delle tensioni totali

$$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp}^V + \sigma_{\perp}^M = 22.9 + 153.2 = 176.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\perp} = -\tau_{\perp}^V + \tau_{\perp}^M = -22.9 + 153.2 = 130.3 \text{ MPa}$$

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:		V_{Ed}	70 kN
		M_{Ed}	40 kNm
		Acciaio	S235
		Asta	HEA 180
		Cordoni	a = 6 mm L = 180 mm

4 - Verifica

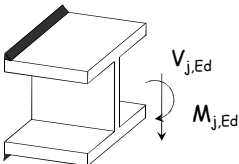
$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2} = \sqrt{176.1^2 + 3 \times 130.3^2} = 286.3 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ MPa}$$

I cordoni sono verificati

Esempio

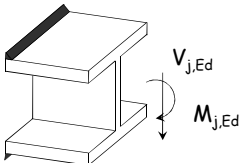
profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:		V_{Ed}	70 kN
		M_{Ed}	40 kNm
		Acciaio	S235
		Asta	HEA 180
		Cordoni	a = 6 mm L = 180 mm

E se avessi eseguito la verifica con il dominio sferico?

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

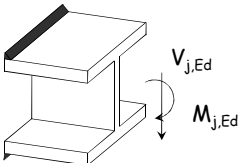
Dati:		V_{Ed}	70 kN
		M_{Ed}	40 kNm
		Acciaio	S235
		Asta	HEA 180
		Cordoni	a = 6 mm L = 180 mm

1 - Determinazione di $f_{vw,d}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0.80 \times 1.25} = 207.8 \text{ MPa}$$

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:		V_{Ed}	70 kN
		M_{Ed}	40 kNm
		Acciaio	S235
		Asta	HEA 180
		Cordoni	a = 6 mm L = 180 mm

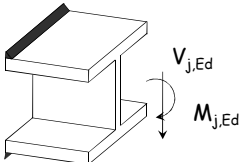
2 - Calcolo la forza agente sul cordone

$$F_V = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ kN} \quad F_M = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{40}{0.171} = 233.9 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_V^2 + F_M^2} = \sqrt{35^2 + 233.9^2} = 236.5 \text{ kN}$$

Esempio

profilo HE con ali saldate a un piatto

Dati:		V_{Ed}	70 kN
		M_{Ed}	40 kNm
		Acciaio	S235
		Asta	HEA 180
		Cordoni	a = 6 mm L = 180 mm

3 - Verifica

$$F_{Ed} = 236.5 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} > a L f_{vw,d} = \frac{6 \times 180 \times 207.8}{10^3} = 224.4 \text{ kN}$$

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa}$$

I cordoni non sono verificati

Saldatura a cordoni d'angolo

Resistenza dei cordoni di saldatura

Le NTC08 consentono anche l'uso della sfera mozza:

$$t = \sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2} \leq \beta_1 f_y$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_y$$

β_1 e β_2 tengono conto della differenza tra il cordone di saldatura ed il materiale base

$\beta_1 = 0.85$ $\beta_2 = 1.00$ Per S235

$\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$ Per S275 ed S355

Dominio ormai superato, introdotto per ottenere gli stessi risultati delle tensioni ammissibili

NTC08, punto 4.2.8.2.1

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

11 - Collegamenti bullonati

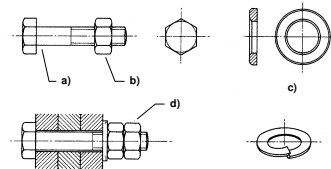
Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

I bulloni

Sono costituiti da:

- a) vite con testa esagonale e gambo filettato in tutta o in parte
- b) dado di forma esagonale
- c) rondella sia del tipo elastico che rigido (o rosetta)
- d) controdado (se necessario) per garantire che il dado non si sviti neanche in presenza di vibrazioni



I bulloni caratteristiche geometriche

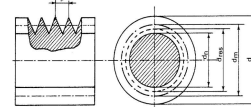
- diametro (nominale)
individuato dalla lettera M più il diametro in mm

diámetro (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30

- lunghezza
tale da assicurare l'attraversamento degli elementi da collegare;
non eccessiva per evitare sprechi e necessità di tagliare i pezzi in eccesso
- lunghezza della parte filettata

I bulloni area nominale ed area resistente

- la sezione si riduce in corrispondenza della filettatura



sigla	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
A (mm ²)	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _{res} (mm ²)	84.3	115	157	192	245	303	353	459	581
A _{res} / A	0.75	0.75	0.78	0.75	0.78	0.80	0.78	0.80	0.82

I bulloni classe di resistenza

- Sigla che individua le caratteristiche dell'acciaio:
due numeri separati da un punto
 - Primo numero: indica la tensione di rottura in MPa (divisa per 100: 4 → 400 MPa)
 - Secondo numero: indica il rapporto tra tensione di snervamento e tensione di rottura (moltiplicato per 10: 6 → 0.6)
- Classi previste dalle NTC08:

bulloni ad alta resistenza

classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f _{ub} (MPa)	400	500	600	800	1000
f _{yb} (MPa)	240	300	480	640	900

NTC08, punto 4.2.8.1.1

I bulloni diametri dei fori

- condiziona sia la facilità di montaggio della struttura che la sua deformazione

d diametro bullone
d₀ diametro foro
d-d₀ gioco foro-bullone

diámetro bullone d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
NTC08	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5
Eurocodice 3	1	1	2	2	2	2	2	3	3

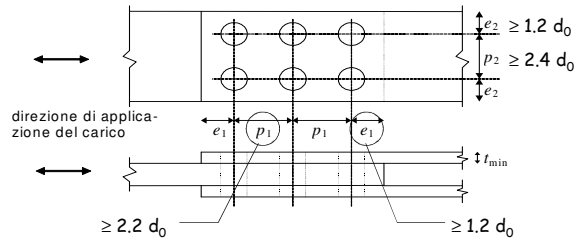
Valori massimi del gioco foro-bullone (mm)

- fori calibrati: d-d₀ ≤ 0.3 mm
usati per limitare al massimo le deformazioni indotte dallo scorrimento del bullone nel foro

NTC08, punto 4.2.8.1.1

I bulloni distanze tra fori e foro-bordo

- limiti per le distanze minime, sia in direzione della forza trasmessa che perpendicolarmente



I limiti nascono da problemi di resistenza della lamiera

NTC08, punto 4.2.8.1.1, Tab. 4.2.XIII

I bulloni distanze tra fori e foro-bordo

- limiti per le distanze massime, sia in direzione della forza trasmessa che perpendicolarmente

Distanze massime	Esposizione ad fenomeni corrosivi o ambientali	
	Unioni esposte	Unioni non esposte
e_1	$4 t + 40 \text{ mm}$	--
e_2	$4 t + 40 \text{ mm}$	--
p_1	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$
p_2	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$

L'instabilità del piatto tra i bulloni non deve essere considerata se

$$p_1 < 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} t$$

I limiti nascono da problemi di durabilità e resistenza e instabilità della lamiera

NTC08, punto 4.2.8.1.1, Tab. 4.2.XIII

I bulloni serraggio

- Serraggio:
 - importante per garantire un buon comportamento e limitare deformabilità
 - fondamentale nelle unioni ad attrito
- Forza di precarico:

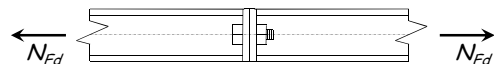
$$F_{p,Cd} = 0.7 \frac{f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

$$\gamma_{M7} = 1.10$$

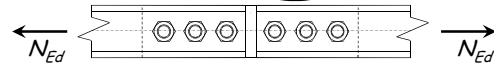
NTC08, punto 4.2.8.1.1

Collegamenti bullonati modalità di comportamento

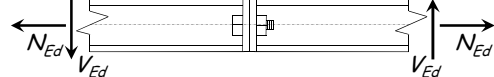
- Con bulloni sollecitati a trazione



- Con bulloni sollecitati a taglio a taglio In alternativa: ad attrito



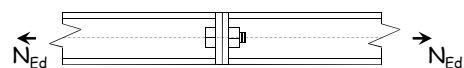
- Con bulloni sollecitati a trazione e taglio



Bulloni soggetti a trazione

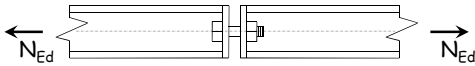
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

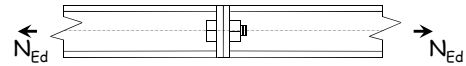
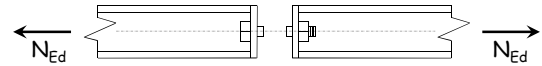
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

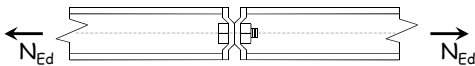
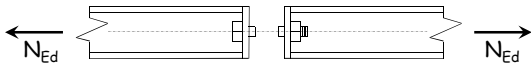
1 - Rottura dei bulloni a trazione



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

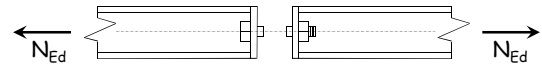
1 - Rottura dei bulloni a trazione



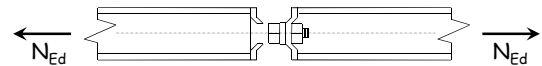
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a trazione

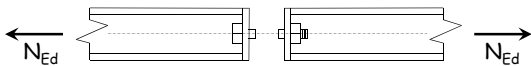


2 - Punzonamento della piastra



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



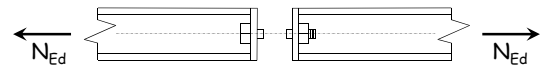
La tensione nel bullone per effetto della forza F_t è uniforme

$$\sigma = \frac{F_t}{A_{res}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



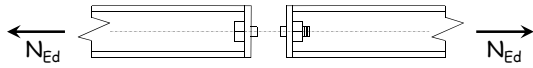
Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

$$F_{t,max} = A_{res} f_{ub}$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

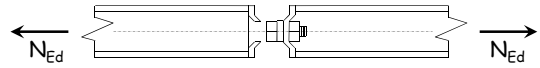
$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra

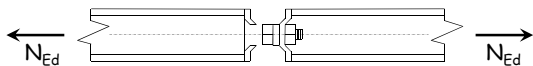


La superficie di rottura è cilindrica con altezza t_p e diametro d_m

$$\tau = \frac{F_t}{\pi d_m t_p}$$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



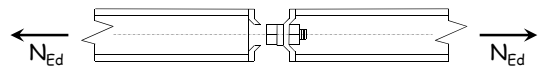
Secondo il criterio di Von Mises la piastra si rompe quando la tensione ideale sulla giacitura di rottura è pari a f_u :

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \tau^2)} = \sqrt{3} \tau = f_u$$

ovvero...

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



La piastra si rompe quando la tensione tangenziale sulla giacitura di rottura è pari a $f_u / \sqrt{3}$

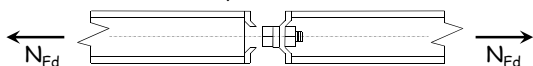
$$B_{p,max} = \pi d_m t_p (f_u / \sqrt{3})$$

d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



La piastra si rompe quando la tensione tangenziale sulla giacitura di rottura è pari a $f_u / \sqrt{3}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

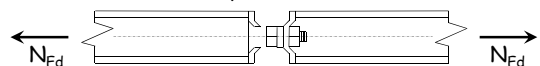
d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

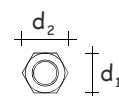
NTC08, punto 4.2.8.1.1

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

2 - Punzonamento della piastra



Diametro della giacitura di rottura



$$d_m = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

$$d_m \approx 1.6 d$$

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

2 - Punzonamento della piastra

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

d_m Diametro della giacitura di rottura

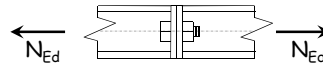
t_p Spessore della piastra

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Esempio collegamento tra profili HE flangiati

Dati:

N_{Ed} 100 kN
Acciaio S235
2 Bulloni M16 classe 5.6
Piatto $t_p = 5$ mm



1 - Determinazione di $F_{t,Rd}$ (per un bullone)

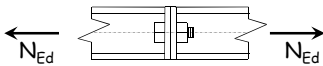
$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 157 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 56.5 \text{ kN}$$

Esempio collegamento tra profili HE flangiati

Dati:

N_{Ed} 100 kN
Acciaio S235
2 Bulloni M16 classe 5.6
Piatto $t_p = 5$ mm



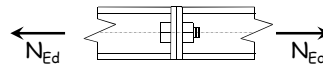
2 - Determinazione di $B_{p,Rd}$ (per un bullone)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times \pi \times 25.6 \times 5 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 69.5 \text{ kN}$$

Esempio collegamento tra profili HE flangiati

Dati:

N_{Ed} 100 kN
Acciaio S235
2 Bulloni M16 classe 5.6
Piatto $t_p = 5$ mm



3 - Verifica

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < F_{t,Rd} < B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = 56.5 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 69.5 \text{ kN}$$

Il collegamento è verificato

Occorre però verificare anche la resistenza a flessione del piatto

Applicazioni

Foglio di calcolo Bulloni e T-stub

È disponibile il file Excel Bulloni e T-stub

- Il foglio Trazione consente la verifica a trazione e punzonamento

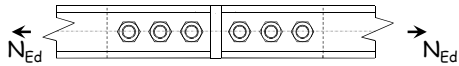
Bulloni sollecitati a trazione

Resistenza a trazione				$F_{t,Rd}$	56.52 kN
bullone	M16	d	16 mm		
		A	201 mm ²		
		A_{res}	137 mm ²		
classe	5.6	γ_{M2}	1.25		
diametro d_m	25.6 mm	f_{ub}	500 MPa		
Resistenza a punzonamento				$B_{p,Rd}$	69.40 kN
spessore t_p	5 mm				
acciaio	S235	f_u	235 MPa		
		f_u	360 MPa		

Bulloni soggetti a taglio

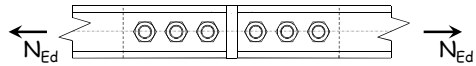
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

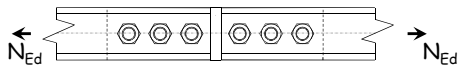
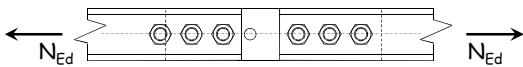
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

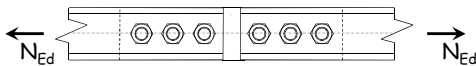
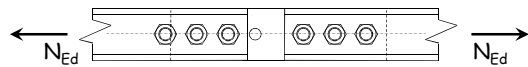
1 - Rottura dei bulloni a taglio



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

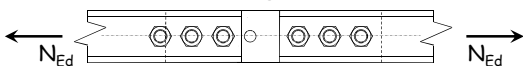
1 - Rottura dei bulloni a taglio



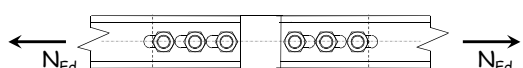
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a taglio

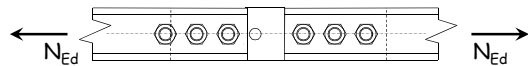


2 - Rifollamento delle lamiere



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



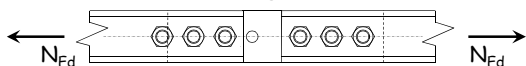
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{V,max} = A (f_{ub} / \sqrt{3})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



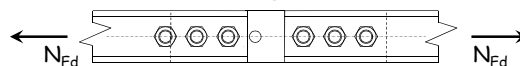
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{v,Rd} = \frac{A (0.6 f_{ub})}{\gamma_{M2}}$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



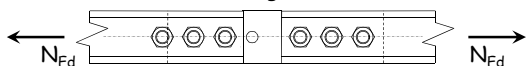
Se il piano di taglio non attraversa la parte filettata del bullone:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per tutte le classi di bulloni})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



Se il piano di taglio attraversa la parte filettata del bullone:

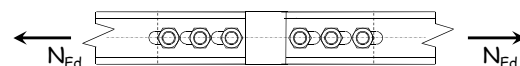
$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per bulloni di classe 4.6, 5.6 ed 8.8})$$

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

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

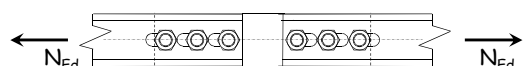
$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

d Diametro del bullone

t_p Spessore della lamiera

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

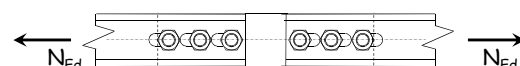
$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

Bulloni:
di bordo $k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

interni $k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

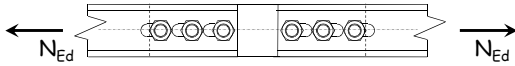
$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

Bulloni:
di bordo $k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

interni $k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

Si noti che:

$k = 2.5$ se $e_2 \geq 1.5 d_0$ $p_2 \geq 3 d_0$

$\alpha = 1$ se $e_1 \geq 1.5 d_0$ $p_1 \geq 3.75 d_0$ purché $f_{ub} \geq f_u$

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio (rottura sulla sezione nominale)

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{rottura nella parte filettata})$$

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad \text{o} \quad F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.5 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

2 - Rifollamento della lamiera

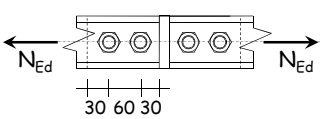
$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Bulloni:} \quad k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\text{interni} \quad k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
Acciaio	S235
Asta	2 U 65x42
	$t_w = 5.5$ mm
2 Bulloni	M16, classe 5.6
Piatto	$t_p = 10$ mm

1 - Determinazione di $F_{v,Rd}$ (per singola sezione di bullone)

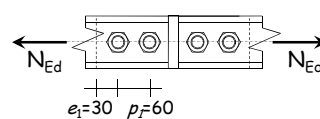
$$A = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 201 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 48.2 \text{ kN}$$

N.B. In questo caso, ogni bullone porta 2 $F_{v,Rd}$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
Acciaio	S235
Asta	2 U 65x42
	$t_w = 5.5$ mm
2 Bulloni	M16, classe 5.6
Piatto	$t_p = 10$ mm

2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

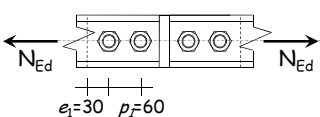
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.588, 0.926, 1.39, 1)$$

$$k = 2.5$$

$$d = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 17 \text{ mm} \quad \text{quasi sempre } > 1$$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
Acciaio	S235
Asta	2 U 65x42
	$t_w = 5.5$ mm
2 Bulloni	M16, classe 5.6
Piatto	$t_p = 10$ mm

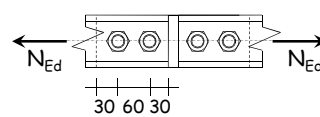
2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

$$k = 2.5 \quad \alpha = 0.588$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.588 \times 16 \times 10 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 67.7 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
Acciaio	S235
Asta	2 U 65x42
	$t_w = 5.5$ mm
2 Bulloni	M16, classe 5.6
Piatto	$t_p = 10$ mm

3 - Verifica

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < F_{b,Rd} < 2 F_{v,Rd}$$

$$2 F_{v,Rd} = 2 \times 48.2 = 96.4 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 67.7 \text{ kN}$$

Il collegamento è verificato

Applicazioni

Foglio di calcolo Bulloni e T-stub

È disponibile il file Excel Bulloni e T-stub

- Il foglio Taglio consente la verifica a taglio e rifollamento

Bulloni sollecitati a taglio									
Resistenza a taglio									
bullone	M16	d	16	mm	si usa	A	201	mm ²	
tubo filettato?	no	A _{res}	107	mm ²	coeff	0.6			
classe	5.6	y _{M2}	1.25						
d0	17	f _{ub}	500	N/Pa					
Resistenza a rifollamento									
spessore tp	13								
acciaio	S235	f _y	235	N/Pa					
e1	30	k	2.506						
p1	60	α	0.388						
e2	32.5								
p2	60								

Collegamenti bullonati a taglio

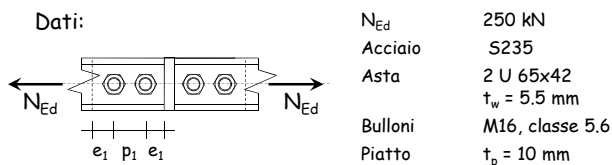
suggerimento progettuale

Dimensionamento:

- Progettare i bulloni in base alla resistenza a taglio
 - individuare il diametro massimo che si può usare (in base alle dimensioni dell'elemento da forare, ad esempio $d < 1/3 h$ profilato)
 - stabilire classe e diametro dei bulloni
 - determinare numero dei bulloni
- Usare la verifica a rifollamento per definire la distanza minima tra i bulloni
 - Controllare che siano soddisfatte le prescrizioni sulle distanze massime

Esempio 1

collegamento di asta tesa



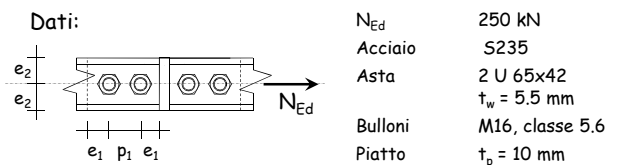
1 - Determinazione del numero di bulloni

$$n_b = \frac{N_{Ed}}{2 F_{v,Rd}} = \frac{250}{2 \times 48.2} = 2.59 \quad \text{Uso 3 bulloni}$$

N.B. In questo caso, ogni bullone porta $2 F_{v,Rd}$

Esempio 1

collegamento di asta tesa

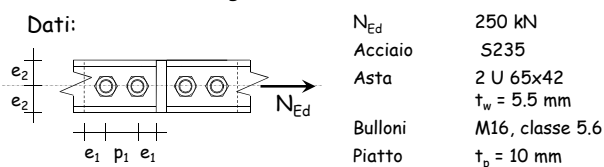


2 - Determinazione delle distanze (calcolo k)

$$\frac{e_2}{d_0} = \frac{65/2}{17} = 1.91 \geq 1.5 \quad \Rightarrow \quad k = 2.5$$

Esempio 1

collegamento di asta tesa



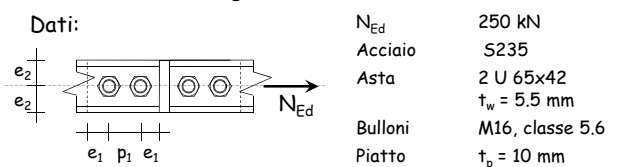
2 - Determinazione delle distanze (calcolo α)

$$F_{b,Rd} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{250}{3} = 83.3 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_{M2} (N_{Ed}/3)}{k d t_p f_u} = \frac{1.25 \times 83.3 \times 10^3}{2.5 \times 16 \times 10 \times 360} = 0.723$$

Esempio 1

collegamento di asta tesa

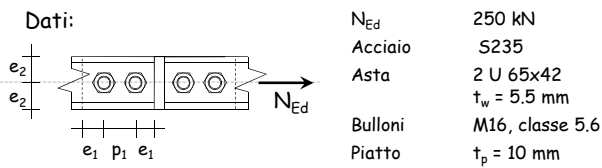


2 - Determinazione della distanza e_1 per $\alpha = 0.723$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \quad e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{e_1}{3 d_0} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 3 \alpha d_0 = 3 \times 0.723 \times 16 = 34.7 \text{ mm}$$

Esempio 1 collegamento di asta tesa

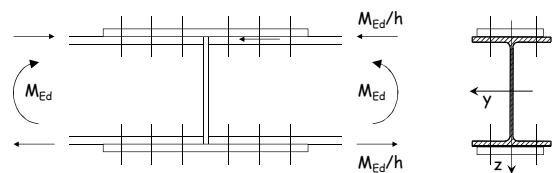


2 - Determinazione della distanza p_1 per $\alpha = 0.723$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \quad p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25 \Rightarrow p_1 = 3(\alpha + 0.25) d_0 = 46.7 \text{ mm}$$

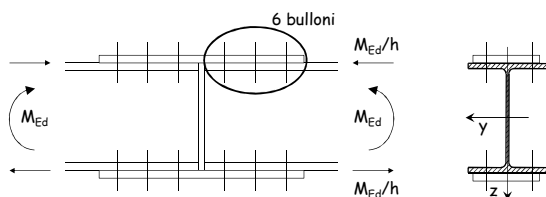
Esempio 2 collegamento trave-trave



Il momento flettente equivale ad una coppia di forze

Per trasmettere la forza occorre disporre un piatto e bulloni, che lavorano a taglio

Esempio 2 collegamento trave-trave

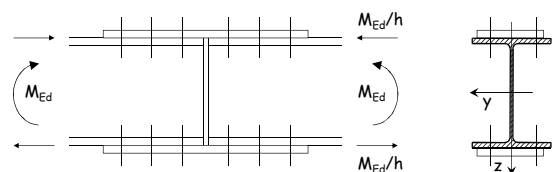


Dati:
Acciaio S235
Trave IPE 240
 $b = 120$ mm
 $h = 240$ mm
 $t_f = 9.8$ mm
 $M_{Ed} = 60$ kNm

$M_{Ed}/h = 250$ kN

Se uso bulloni M16
classe 5.6
 $F_{v,Rd} = 48.2$ kN
occorrono ~~3~~ \rightarrow 6 bulloni

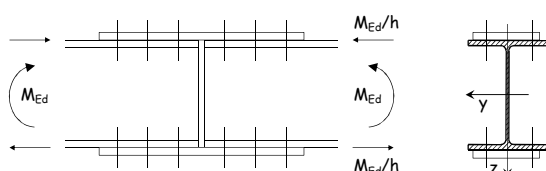
Esempio 2 collegamento trave-trave



Determinazione delle distanze (calcolo k)

$$\frac{p_2}{d_0} > 3 \quad \frac{e_2}{d_0} > 1.5 \quad \Rightarrow \quad k = 2.5$$

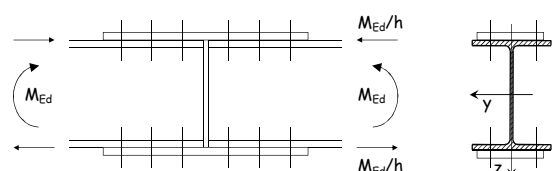
Esempio 2 collegamento trave-trave



Determinazione delle distanze (calcolo α)

$$F_{b,Rd} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{250}{6} = 41.7 \text{ kN} \quad \alpha = \frac{\gamma_{M2} (N_{Ed}/6)}{k d t_p f_u} = \frac{1.25 \times 41.6 \times 10^3}{2.5 \times 16 \times 9.8 \times 360} = 0.368$$

Esempio 2 collegamento trave-trave



Determinazione delle distanze minime (per $\alpha=0.368$)

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \quad \alpha = \frac{e_1}{3 d_0} \Rightarrow e_1 = 3 \alpha d_0 = 17.7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25 \Rightarrow p_1 = 3(\alpha + 0.25) d_0 = 29.7 \text{ mm}$$

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio e trazione

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$F_{v,Ed}, F_{t,Ed}$ Sollecitazioni di taglio e trazione

$F_{v,Rd}$ Resistenza a taglio del bullone

$F_{t,Rd}$ Resistenza a trazione del bullone

Collegamenti bullonati ad attrito

- Tutti i bulloni prima di lavorare a taglio devono superare la resistenza ad attrito
In genere ciò avviene per carichi bassi ed è quindi trascurato
- Lo scorrimento dovuto al gioco foro-bullone provoca deformazioni nella struttura
In genere queste sono accettabili, ma devono essere comunque verificate
- Se si vogliono evitare queste deformazioni si può progettare il collegamento in modo che non superi la resistenza di attrito
 - solo per SLE
 - anche per SLU

Collegamenti bullonati ad attrito

- Si usano in genere bulloni ad alta resistenza
- Resistenza ad attrito:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \mu F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$$

$F_{p,C}$ forza di precarico

μ coefficiente di attrito

- $\mu = 0.45$ giunzioni sabbiolate e protette
- $\mu = 0.30$ negli altri casi

n numero di superfici di contatto

NTC08, punto 4.2.8.1.1

Corso di aggiornamento

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

12 - Collegamenti flangiati

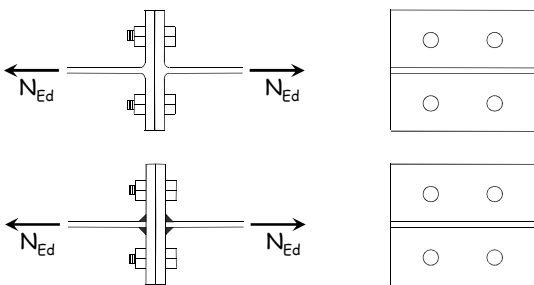
Villa Redenta, Spoleto
2-4 marzo 2017

Aurelio Ghersi

Collegamento a T equivalente (T stub)

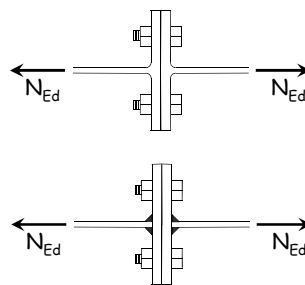
Eurocodice 3, parte 1-8

Collegamento di elementi a T equivalente



I risultati sono utili per la verifica di collegamenti più complessi (es. collegamenti trave-colonna)

Collegamento di elementi a T equivalente

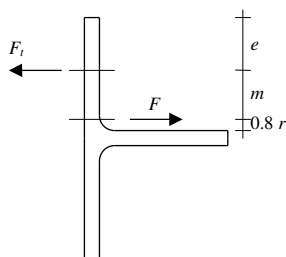


Verifiche

- Bulloni
 - Rottura a trazione
 - Punzonamento flangia
- Flangia
 - Bisogna considerare diversi meccanismi di collasso

I risultati sono utili per la verifica di collegamenti più complessi (es. collegamenti trave-colonna)

Indicazioni geometriche



e distanza asse bullone
estremo flangia

m distanza asse bullone
sezione da verificare

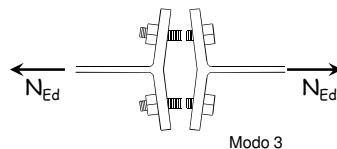
Nota:
la verifica a flessione
della flangia va fatta
ad una distanza 0.8 r
dal filo piatto

oppure
0.8 a $\sqrt{2}$

L_{eff} lunghezza efficace della flangia
(ortogonale al piano della figura)

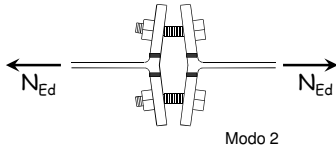
Meccanismi di collasso del bullone/flangia

- Rottura a trazione del bullone
(o a punzonamento della flangia)



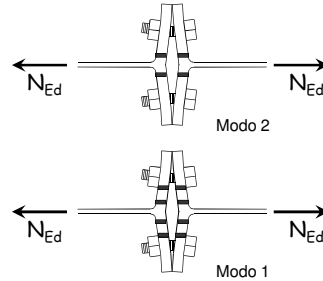
Meccanismi di collasso della flangia

- Rottura del piatto per flessione (senza effetto leva)



Meccanismi di collasso della flangia

- Rottura del piatto per flessione (con effetto leva)

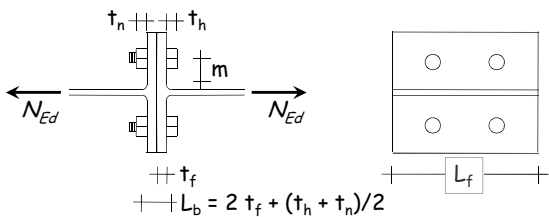


L'effetto leva

- incrementa la forza sollecitante dei bulloni
- modifica la modalità di collasso della flangia

Irrigidire l'elemento se si vuole evitare questo effetto

Effetto leva



L_b lunghezza parte del bullone sottoposta a trazione

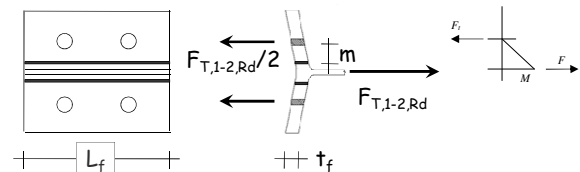
Non si ha effetto leva se la piastra è spessa, ovvero

$$L_b \geq \frac{8.8 m^3 A_{res}}{L_f t_f^3}$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Meccanismi di collasso in assenza di effetto leva

Meccanismo 2: plasticizzazione della flangia

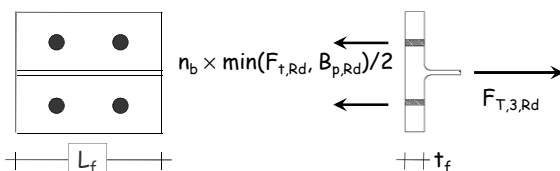


$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{b_f t_f^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd}}{m}$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Meccanismi di collasso in assenza di effetto leva

Meccanismo 3: collasso bulloni



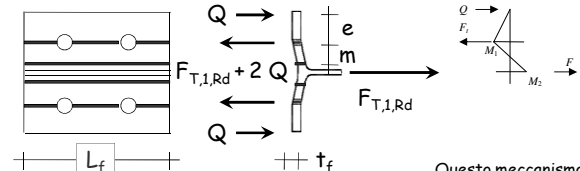
n_b numero di bulloni

$$F_{T,3,Rd} = n_b \min(F_{T,Rd}, B_{p,Rd})$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Meccanismi di collasso in presenza di effetto leva

Meccanismo 1: plasticizzazione doppia della flangia



$$Q = M_{pl,Rd} / e$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} \text{ con } M_{pl,Rd} = \frac{b_f t_f^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

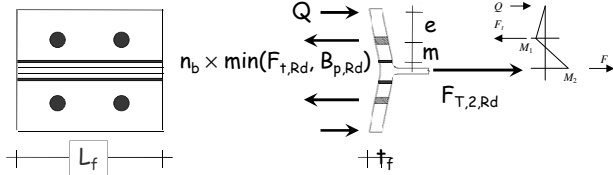
Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Questo meccanismo si può avere se $F_{t,Ed}$ è minore di $F_{T,3,Rd}$

$$F_{t,Ed} = F_{T,1,Rd} + 2Q$$

Meccanismi di collasso in presenza di effetto leva

Meccanismo 2: plasticizzazione della flangia



$$Q = [n_b \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd}) - F_{T,2,Rd}] / 2$$

$$M_1 = Q e$$

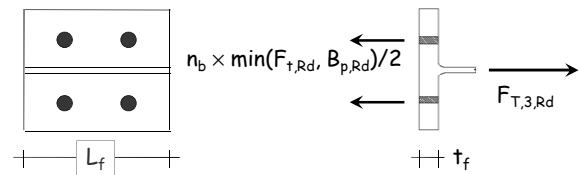
$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n_b \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd}) e}{m + e}$$

$$M_2 = M_{pl,Rd}$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

Meccanismi di collasso in presenza di effetto leva

Meccanismo 3: collasso bulloni



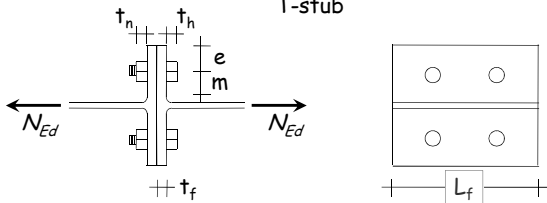
$$n_b \times \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd}) / 2$$

$$n_b \text{ numero di bulloni}$$

$$F_{T,3,Rd} = n_b \min(F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.4.1

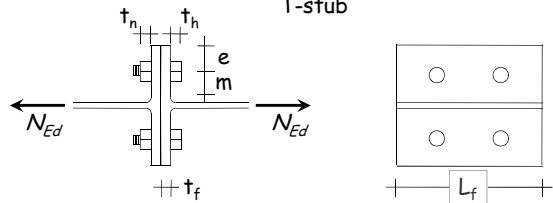
Esempio 1 T-stub



$t_f = 25 \text{ mm}$
 $t_n = 10 \text{ mm}$
 $t_h = 10 \text{ mm}$
 $e = 50 \text{ mm}$
 $m = 43.2 \text{ mm}$
 $L_f = 200 \text{ mm}$

Bulloni M16, classe 6.8
 Lunghezza bullone soggetto a trazione:
 $L_b = 2 t_f + (t_h + t_n) / 2 = 60 \text{ mm}$
 $L_{b,lim} = \frac{8.8 \text{ m}^3 A_{res}}{L_f t_f^3} = 35.6 \text{ mm}$
 Non si ha effetto leva

Esempio 1 T-stub



1 bullone
 $F_{t,Rd} = 67.82 \text{ kN}$
 $B_{p,Rd} = 347.44 \text{ kN}$

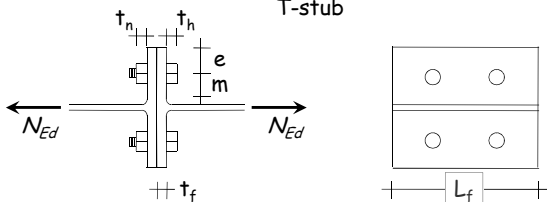
Piatto
 $M_{pl,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = 6.99 \text{ kNm}$

4 bulloni
 $F_{T,3,Rd} = 271.3 \text{ kN}$

$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd}}{m} = 323.8 \text{ kN}$

$F_{T,Rd} = 271.3 \text{ kN}$

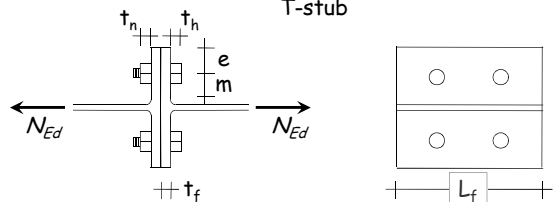
Esempio 2 T-stub



$t_f = 12 \text{ mm}$
 $t_n = 10 \text{ mm}$
 $t_h = 10 \text{ mm}$
 $e = 50 \text{ mm}$
 $m = 43.2 \text{ mm}$
 $L_f = 200 \text{ mm}$

Bulloni M16, classe 6.8
 Lunghezza bullone soggetto a trazione:
 $L_b = 2 t_f + (t_h + t_n) / 2 = 34 \text{ mm}$
 $L_{b,lim} = \frac{8.8 \text{ m}^3 A_{res}}{L_f t_f^3} = 322.3 \text{ mm}$
 Si può avere effetto leva

Esempio 2 T-stub



1 bullone
 $F_{t,Rd} = 67.82 \text{ kN}$
 $B_{p,Rd} = 347.44 \text{ kN}$

Piatto
 $M_{pl,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = 1.61 \text{ kNm}$

4 bulloni
 $F_{T,3,Rd} = 271.3 \text{ kN}$

Corso di aggiornamento
Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

13 - Collegamenti trave-colonna

Villa Redenta, Spoleto
 2-4 marzo 2017
 Aurelio Ghersi

Tipi di collegamenti
 in funzione della resistenza

1. Collegamento a parziale ripristino di resistenza
 In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione di progetto
2. Collegamento a completo ripristino di resistenza
 In grado di trasmettere le caratteristiche di sollecitazione ultime del meno resistente tra gli elementi collegati

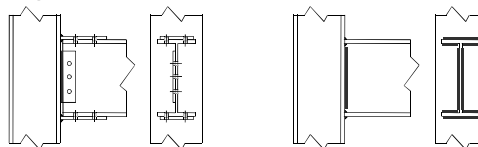
Tipi di collegamenti
 in funzione della rigidità

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Impedisce rotazioni relative
2. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente
 - Non impedisce rotazioni relative

Tipi di collegamenti

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Impedisce rotazioni relative *

Collegamenti saldati

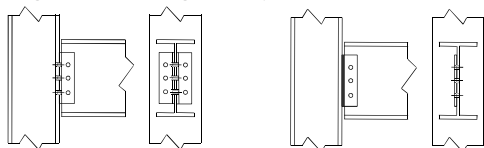


* Nota: è importante anche la rigidità del nodo

Tipi di collegamenti

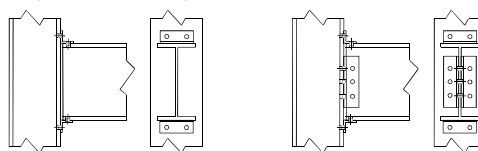
2. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente
 - Non impedisce rotazioni relative

Collegamenti con angolari o piastra d'anima

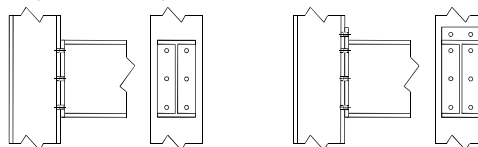


Altri esempi di collegamento

Collegamenti con angolari



Collegamenti flangiati

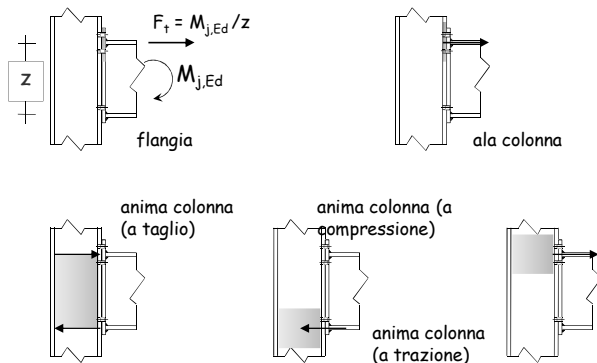


Resistenza

Resistenza di un giunto

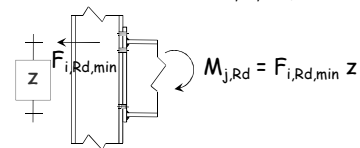
- Il giunto è costituito da varie componenti, ciascuna delle quali ha un limite di resistenza
- La resistenza del giunto è dettata dalla resistenza minore delle sue componenti

Resistenza delle componenti



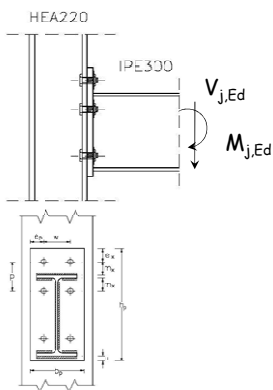
Verifica del giunto

1. Si valuta la forza resistenza $F_{i,Rd}$ di ciascun componente
2. Si valuta il momento resistente $M_{j,Rd}$ moltiplicando la resistenza minima $F_{i,Rd,min}$ per il braccio z



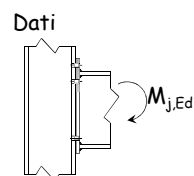
3. Si confronta $M_{j,Rd}$ con $M_{j,Ed}$

Esempio - Dati



Acciaio	S275
Bulloni	M20, classe 6.8
Piatto della flangia	$t_p = 15 \text{ mm}$ $b_p = 200 \text{ mm}$ $h_p = 420 \text{ mm}$ $e_p = 50 \text{ mm}$ $e_x = 50 \text{ mm}$ $u = 20 \text{ mm}$
Saldature	$a_w = 4 \text{ mm}$ $a_f = 6 \text{ mm}$
Colonna	$t_{wc} = 7 \text{ mm}$ $t_{fc} = 11 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$
Trave	$t_{fb} = 10.7$ $t_{wb} = 7.1$

Resistenza della flangia



Acciaio	S275
Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$ $m = 27.9 \text{ mm}$ $e_x = 50 \text{ mm}$
Bulloni	$n_b = 4$ M20, classe 6.8

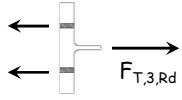
Già dimensionato in precedenza

Si è tenuto conto dell'effetto leva

Si sono considerati i tre meccanismi di collasso

Resistenza della flangia bulloni

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$
		$m = 27.9 \text{ mm}$
		$e_x = 50 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$
		M20, classe 6.8



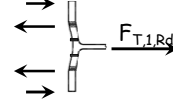
Resistenza dei bulloni

$$F_{T,3,Rd} = n_b F_{t,Rd} = 4 \times 105.8 = 423.2 \text{ kN}$$

Occorre tener conto dell'effetto leva

Resistenza della flangia meccanismo 1

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$
		$m = 27.9 \text{ mm}$
		$e_x = 50 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$
		M20, classe 6.8



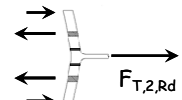
$$L_{eff} = 200 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{L_{eff}}{4} \frac{t_p^2}{\gamma_{M0}} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{200 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1.05 \times 10^6} = 2.95 \text{ kN m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2.95}{27.9 \times 10^{-3}} = 423.0 \text{ kN} \quad \text{Ma il bullone non ce la fa}$$

Resistenza della flangia meccanismo 2

Dati	Acciaio	S275
	Piastra	$t_p = 15 \text{ mm}$
		$m = 27.9 \text{ mm}$
		$e_x = 50 \text{ mm}$
	Bulloni	$n_b = 4$
		M20, classe 6.8



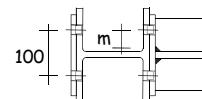
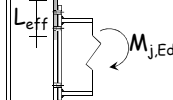
$$M_{pl,Rd} = 2.95 \text{ kN m}$$

$$\min(F_{t,Rd}, B_{b,Rd}) = 105.8 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n_b \min(F_{t,Rd}, B_{b,Rd}) e_x}{m + e_x} = 347.5 \text{ kN} \quad \text{È questa la resistenza della flangia}$$

Resistenza dell'ala della colonna dati geometrici

Dati	Acciaio	S275
	Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$
		$t_{w,c} = 7 \text{ mm}$
		$r_c = 18 \text{ mm}$
		$m = 32.1 \text{ mm}$

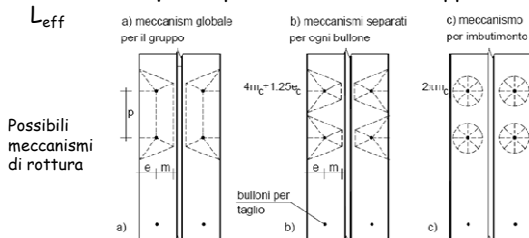


$$m = 50 - t_{w,c} / 2 - 0.8 r_c = 32.1 \text{ mm}$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.4

Resistenza dell'ala della colonna dati geometrici

- Una porzione di colonna viene modellata con un elemento a T equivalente
- L'altezza di questa porzione di colonna rappresenta L_{eff}



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.4

Resistenza dell'ala della colonna dati geometrici

- Una porzione di colonna viene modellata con un elemento a T equivalente
- L'altezza di questa porzione di colonna rappresenta L_{eff}

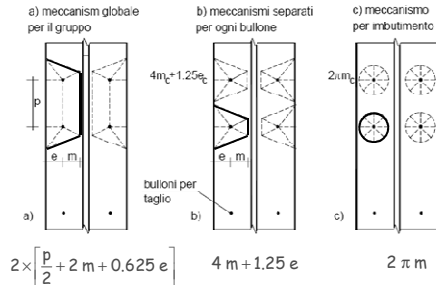
Table 6.4: Effective lengths for an unstiffened column flange			
Bolt-row Location	Bolt-row considered individually	Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns	Non-circular patterns	Circular patterns
Inner bolt-row	$L_{eff,ic}$	$L_{eff,ic}$	$L_{eff,ic}$
Outer bolt-row	$L_{eff,oc}$	$L_{eff,oc}$	$L_{eff,oc}$
End bolt-row	$L_{eff,ec}$	$L_{eff,ec}$	$L_{eff,ec}$
Mode 1:	$L_{eff,1} = L_{eff,ic}$ but $L_{eff,1} \leq L_{eff,oc}$	$L_{eff,1} = L_{eff,ic}$ but $L_{eff,1} \leq L_{eff,oc}$	$L_{eff,1} = L_{eff,ic}$ but $L_{eff,1} \leq L_{eff,oc}$
Mode 2:	$L_{eff,2} = L_{eff,oc}$	$L_{eff,2} = L_{eff,oc}$	$L_{eff,2} = L_{eff,oc}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.4

Larghezza efficace L_{eff}

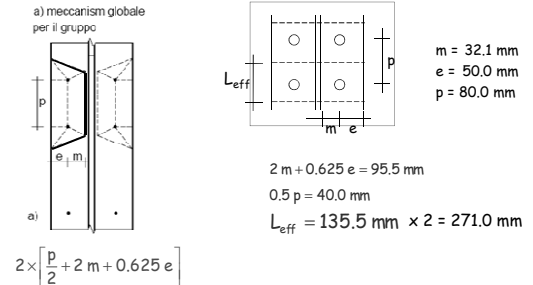
Resistenza dell'ala della colonna dati geometrici

- Possibili meccanismi di rottura, che definiscono differenti valori di L_{eff}

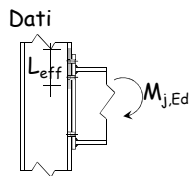


Resistenza dell'ala della colonna dati geometrici

- Possibili meccanismi di rottura, che definiscono differenti valori di L_{eff}



Resistenza dell'ala della colonna



Dati	Acciaio	S275
Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$	
	$t_{w,c} = 7 \text{ mm}$	
	$r_c = 18 \text{ mm}$	
	m = 32.1 mm	
	$L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$	
Bulloni	$n_b = 4$	
	M20, classe 6.8	

Si valuta se tener conto dell'effetto leva
Si considerano i tre meccanismi di collasso

Resistenza dell'ala della colonna bulloni

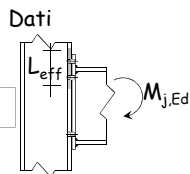
Dati	Acciaio	S275
Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$	
	$t_{w,c} = 7 \text{ mm}$	
	$r_c = 18 \text{ mm}$	
	m = 32.1 mm	
	$L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$	
Bulloni	$n_b = 4$	
	M20, classe 6.8	

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 245 \times 600}{1.25 \times 10^3} = 105.8 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times \pi \times 30 \times 11 \times 430}{1.25 \times 10^3} = 214.0 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = 4 F_{t,Rd} = 4 \times 105.8 = 423.4 \text{ kN}$$

Resistenza dell'ala della colonna effetto leva: sì o no?



Dati	Acciaio	S275
Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$	
	$t_{w,c} = 7 \text{ mm}$	
	$r_c = 18 \text{ mm}$	
	m = 32.1 mm	
	$L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$	
Bulloni	$n_b = 4$	
	M20, classe 6.8	

Lunghezza bullone soggetta a trazione	Lunghezza limite per effetto leva
lib	36 mm
	157.7 mm
	si può avere effetto leva

Resistenza dell'ala della colonna meccanismo 1

Dati	Acciaio	S275
Colonna	$t_{f,c} = 11 \text{ mm}$	
	$t_{w,c} = 7 \text{ mm}$	
	$r_c = 18 \text{ mm}$	
	m = 32.1 mm	
	$L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$	
Bulloni	$n_b = 4$	
	M20, classe 6.8	

$$M_{pl,Rd} = \frac{L_{eff}^2 t_{f,c}^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = \frac{271 \times 11^2 \times 275}{4 \times 1.05 \times 10^6} = 2.15 \text{ kN m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2.15}{32.1 \times 10^{-3}} = 267.5 \text{ kN}$$

La forza nel bullone è minore della sua resistenza

Questa è la resistenza dell'ala

Resistenza anima colonna soggetta a taglio

Dati

Acciaio S275
Colonna

$A = 64.3 \text{ cm}^2$
 $h_f = 210 \text{ mm}$
 $b_f = 220 \text{ mm}$
 $t_{fc} = 11 \text{ mm}$
 $r_c = 18 \text{ mm}$

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$A_{vc} = 20.67 \text{ cm}^2$

$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vc} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{20.67 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.05} \times 10^{-1} = 312.6 \text{ kN}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.1

Resistenza anima colonna per compressione

Dati

Colonna $t_{f,c} = 11 \text{ mm}$
 $r_c = 18 \text{ mm}$
Trave $t_{f,b} = 10.7 \text{ mm}$

$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p = 202.7 \text{ mm}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Resistenza anima colonna per compressione

Dati

L'anima si verifica come lastra compressa

ρ is the reduction factor for plate buckling:

- if $\bar{\lambda}_p \leq 0.72$: $\rho = 1.0$
- if $\bar{\lambda}_p > 0.72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$

$\bar{\lambda}_p$ is the plate slenderness:

$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc}^2 d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^3}}$

- for a rolled I or H section column: $d_{wc} = h_c - 2(t_{fk} + r_c)$
- for a welded I or H section column: $d_{wc} = h_c - 2(t_{fb} + \sqrt{2} r_c)$

$F_{c,wc,Rd} = \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Resistenza anima colonna per compressione

Dati

L'anima si verifica come lastra compressa

Si ottiene:

$d_{wc} = 152 \text{ mm}$
 $\bar{\lambda}_p = 2.259$
 $\rho = 0.403$

$F_{c,wc,Rd} = \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.403 \times 202.7 \times 7 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 149.9 \text{ kN}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.2

Resistenza anima colonna per trazione

Dati

La larghezza di riferimento coincide con la larghezza efficace del T-stub esaminato per la verifica dell'ala della colonna

$b_{eff,t,wc} = L_{eff} = 271.0 \text{ mm}$

$F_{t,cw,Rd} = b_{eff,t,wc} t_{wc} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 271 \times 7 \times \frac{275}{1.05} \times 10^{-3} = 496.8 \text{ kN}$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.3

Riepilogo delle resistenze

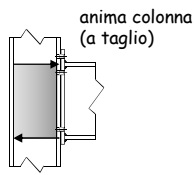
flangia

$F_t = M_{j,Ed} / z$
 $F_{T,fb,Rd} = 347.5 \text{ kN}$
 $M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm}$ OK

ala colonna

$F_{T,fc,Rd} = 267.5 \text{ kN}$
 $M_{Rd} = 77.4 \text{ kNm}$
Non va bene
Occorre irrigidire

Riepilogo delle resistenze

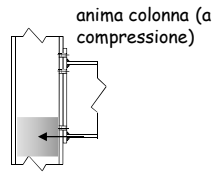


$$V_{pl,Rd} = 312.6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 90.4 \text{ kNm}$$

Non va bene
Occorre irrigidire

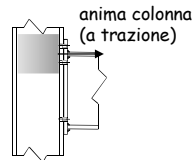
Riepilogo delle resistenze



$$F_{c,wc,Rd} = 149.9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 43.4 \text{ kNm}$$

Non va bene
Occorre irrigidire



$$F_{t,cw,Rd} = 496.8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 143.7 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

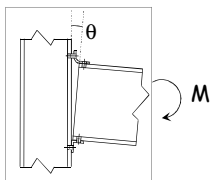
Resistenza della sezione

- Se non si rinforza il collegamento, la sua resistenza è il minore tra i valori indicati, cioè 43.4 kN, nettamente inferiore al necessario
- Per mantenere la resistenza voluta occorre inserire piatti in corrispondenza delle ali e rinforzare anche l'anima (con un piatto diagonale o piatti saldati sull'anima)



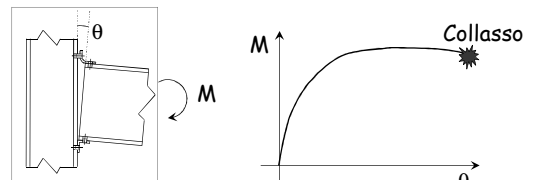
Rigidezza

Comportamento sperimentale



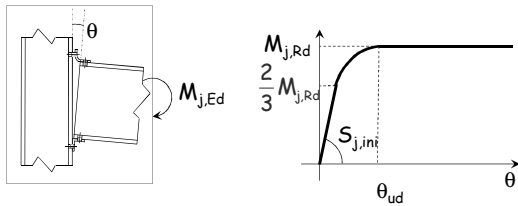
- Le varie parti del collegamento (angolari, bulloni, zone tese e compresse della trave e della colonna) sono deformabili
- La deformazione di queste parti provoca la rotazione relativa tra trave e colonna
- Il comportamento è intermedio tra quello di una cerniera e quello di un incastro

Comportamento sperimentale



- Il collegamento può essere simulato mediante una molla rotazionale di opportuna rigidità
- L'esame del comportamento fino al collasso mostra che il legame $M-\theta$ è non lineare, dunque la rigidità della molla non è costante

Rigidezza rotazionale

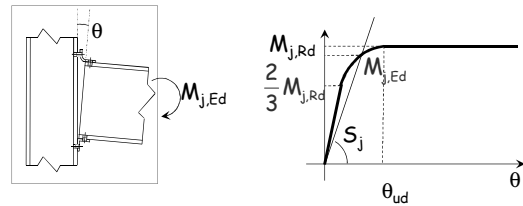


se $M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella iniziale $S_{j,ini}$

La rigidezza iniziale $S_{j,ini}$ si valuta con il metodo delle componenti

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.1

Rigidezza rotazionale



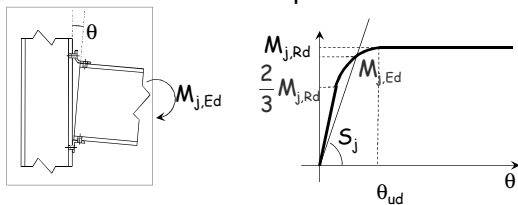
se $M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella secante S_j

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \quad \mu = \left(1.5 \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.1

Connessione	ψ
Saldata o flangiata	2.7
Con angolari	3.1
Con piastra di base	2.7

Rigidezza rotazionale metodo semplificato



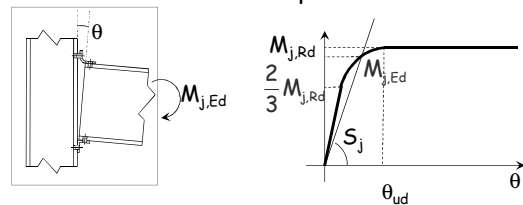
se $M_{j,Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ la rigidezza è quella secante S_j

in alternativa ...

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad \eta = \begin{cases} 2 & \text{per collegamenti trave-colonna} \\ 3 \div 3.5 & \text{per altri tipi di collegamento} \end{cases}$$

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.1

Rigidezza rotazionale metodo semplificato



Si usa $S_{j,ini}$ per verifiche allo SLE

Si usa $S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$ per verifiche allo SLU

Tipi di collegamenti

- ~~1. Collegamento rigido (ad incastro)~~
 - ~~• In grado di trasmettere momento flettente~~
 - ~~• Impedisce rotazioni relative~~

I collegamenti reali sono semi-rigidi

- ~~2. Collegamento a cerniera~~
 - ~~• Non trasmette momento flettente~~
 - ~~• Non impedisce rotazioni relative~~

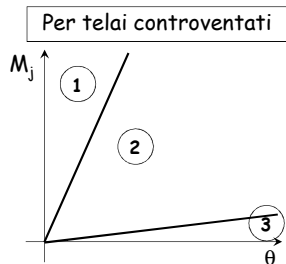
Tipi di collegamenti

1. Collegamento rigido (ad incastro)
 - In grado di trasmettere momento flettente
 - Consente rotazioni relative modeste
2. Collegamenti semi-rigidi
3. Collegamento a cerniera
 - Non trasmette momento flettente apprezzabile
 - Consente grandi rotazioni relative

Tipi di collegamenti

La classificazione si esegue in funzione della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$, del tipo di telaio, del momento d'inerzia della trave I_b e luce della trave L_b

1. $S_{j,ini} > 8 \frac{EI_b}{L_b}$, incastro
2. Collegamenti semi-rigidi
3. $S_{j,ini} < 0.5 \frac{EI_b}{L_b}$, cerniera

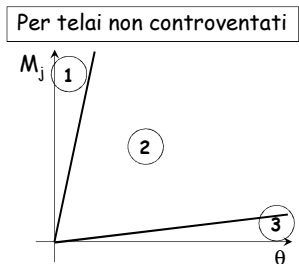


Eurocodice 3, parte 1-8, punto 5.2.2.5

Tipi di collegamenti

La classificazione si esegue in funzione della rigidezza iniziale $S_{j,ini}$, del tipo di telaio, del momento d'inerzia della trave I_b e luce della trave L_b

1. $S_{j,ini} > 25 \frac{EI_b}{L_b}$, incastro
2. Collegamenti semi-rigidi
3. $S_{j,ini} < 0.5 \frac{EI_b}{L_b}$, cerniera



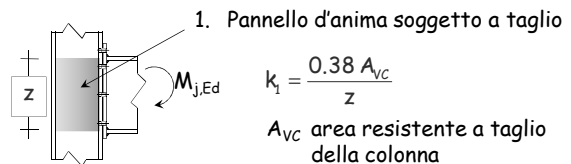
Eurocodice 3, parte 1-8, punto 5.2.2.5

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente
3. Si assemblano i diversi componenti e si valuta la rigidezza complessiva del nodo

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2

Note sulle formule

- Pannello d'anima soggetto a taglio

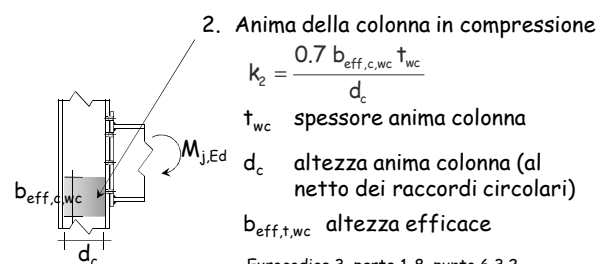
$$\delta = \frac{\chi V}{G A} l = \frac{V}{G A_v} l$$

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E \approx 0.38 E$$

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G A_v}{l} = E \frac{G/E A_v}{l} = E \frac{0.38 A_v}{z}$$

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

2. Anima della colonna in compressione

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + r_c) + s_p$$

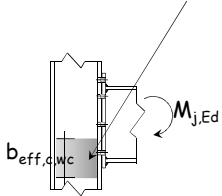
t_{fb} spessore ala trave

a_p altezza di gola cordone

t_{fc} spessore ala colonna

s_p 1÷2 volte lo spessore del piatto

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.2.6.2



Note sulle formule

- Pannello d'anima soggetto a compressione

$$\delta = \frac{Nl}{EA}$$

$$k = \frac{N}{\delta} = \frac{EA}{l} = E \frac{b t}{l} = E \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$$

- Nella formula di normativa compare un ulteriore 0.7 Perché?

Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

3. Anima della colonna in trazione

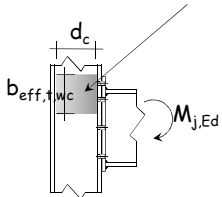
$$k_3 = \frac{0.7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$$

t_{wc} spessore anima colonna

d_c altezza anima colonna (al netto dei raccordi circolari)

$b_{eff,t,wc}$ altezza efficace

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2



Metodo delle componenti

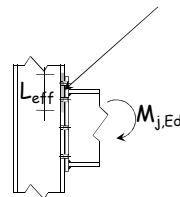
1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

4. Flangia della colonna in flessione

$$k_4 = \frac{0.9 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$$

t_{fc} spessore flangia colonna

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2



Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente

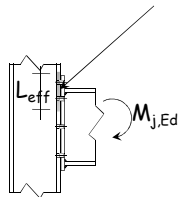
4. Flangia della colonna in flessione

$$k_4 = \frac{0.9 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3} \times 2 \quad (\text{due file di bulloni})$$

t_{fc} spessore flangia colonna

L_{eff} larghezza efficace flangia dell'elemento equivalente a T

Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2



Note sulle formule

- Pannello d'ala soggetto a flessione

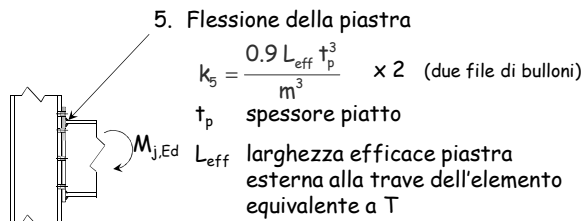
$$\delta = \frac{F l^3}{3 E I}$$

$$k = \frac{F}{\delta} = \frac{3 E I}{l^3} = E \frac{3 b t^3 / 12}{l^3} = E \frac{0.25 L_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$$

- Nella formula di normativa compare 0.9 anziché 0.25 Perché?

Metodo delle componenti

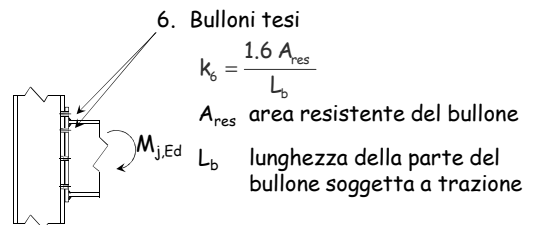
1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2

Metodo delle componenti

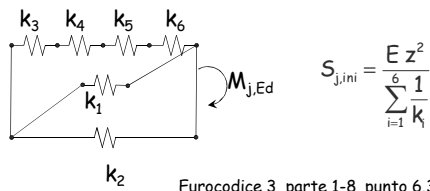
1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.2

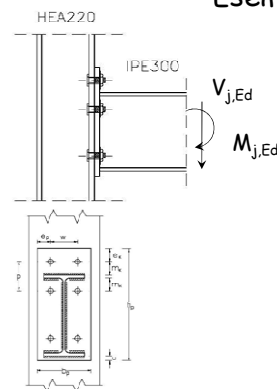
Metodo delle componenti

1. Si individuano i diversi componenti che subiscono deformazioni
2. Si valuta la rigidezza di ciascun componente
3. Si assemblano i diversi componenti e si valuta la rigidezza complessiva del nodo



Eurocodice 3, parte 1-8, punto 6.3.1

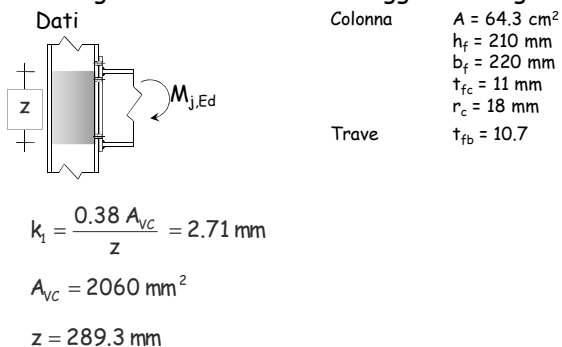
Esempio - Dati



Acciaio	S275
Bulloni	M20, classe 6.8
Piatto	$t_p = 15 \text{ mm}$ $b_p = 200 \text{ mm}$ $h_p = 420 \text{ mm}$ $e_p = 50 \text{ mm}$ $m_x = e_x = 50 \text{ mm}$ $u = 20 \text{ mm}$
Saldature	$a_w = 4 \text{ mm}$ $a_f = 6 \text{ mm}$
Colonna	$t_{wc} = 7 \text{ mm}$ $t_{fc} = 11 \text{ mm}$ $r_c = 18 \text{ mm}$
Trave	$t_{fb} = 10.7 \text{ mm}$ $t_{wb} = 7.1 \text{ mm}$

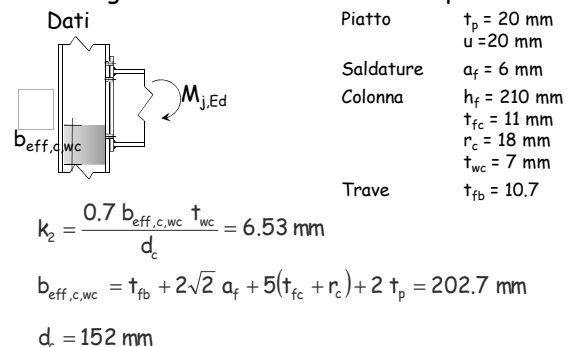
Esempio

Rigidezza anima colonna soggetta a taglio

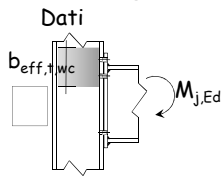


Esempio

Rigidezza anima colonna in compressione



Esempio Rigidezza anima colonna in trazione



Dati

Bulloni $p = 110.7 \text{ mm}$
 $m = 32.1 \text{ mm}$
 $e = 60 \text{ mm}$

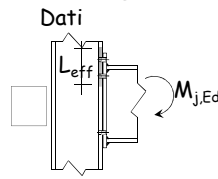
Colonna $h_f = 210 \text{ mm}$
 $t_{fc} = 11 \text{ mm}$
 $t_{wc} = 7 \text{ mm}$
 $r_c = 18 \text{ mm}$

$$k_3 = \frac{0.7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c} = 8.74 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},t,wc} = 271.0 \text{ mm}$$

$$d_c = 152 \text{ mm}$$

Esempio Rigidezza flangia colonna in flessione



Dati

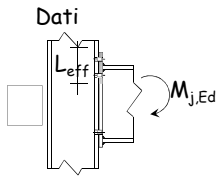
Bulloni $p = 110.7 \text{ mm}$
 $m = 32.1 \text{ mm}$
 $e = 60 \text{ mm}$

Colonna $t_{fc} = 11 \text{ mm}$

$$k_4 = \frac{0.9 L_{\text{eff}}^3 t_{fc}^3}{m^3} \times 2 = 19.63 \text{ mm}$$

$$L_{\text{eff}} = b_{\text{eff},t,wc} = 271.0 \text{ mm}$$

Esempio Flessione della piastra



Dati

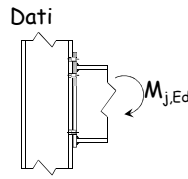
Piastra $b_p = 200 \text{ mm}$
 $t_p = 20 \text{ mm}$

Bulloni $w = 100 \text{ mm}$
 $m_{xs} = 27.9 \text{ mm}$
 $e_x = 50 \text{ mm}$
 $e_p = 50 \text{ mm}$

$$k_5 = \frac{0.9 L_{\text{eff}}^3 t_p^3}{m_{xs}^3} \times 2 \text{ (è una semplificazione perché la fila inferiore è vincolata diversamente)}$$

$$L_{\text{eff}} = 200 \text{ mm}$$

Esempio Flessione della piastra



Dati

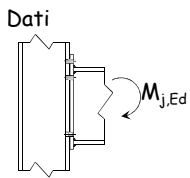
Piastra $b_p = 200 \text{ mm}$
 $t_p = 15 \text{ mm}$

Bulloni $w = 100 \text{ mm}$
 $m_{xs} = 27.9 \text{ mm}$
 $e_x = 50 \text{ mm}$
 $e_p = 50 \text{ mm}$

$$k_5 = \frac{0.9 L_{\text{eff}}^3 t_p^3}{m_{xs}^3} \times 2 = 56.19 \text{ mm}$$

$$L_{\text{eff}} = 200 \text{ mm}$$

Esempio Bulloni tesi



Dati

Piastra $t_p = 20 \text{ mm}$

Colonna $t_{fc} = 11 \text{ mm}$

Bulloni M20
 $t_h = 12.5 \text{ mm}$
 $t_n = 12.5 \text{ mm}$
 $A_{res} = 245 \text{ mm}^2$

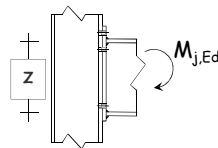
$$k_6 = n_b \frac{1.6 A_{res}}{L_b} = 36.05 \text{ mm}$$

$$L_b = t_{fc} + t_p + 0.5 (t_h + t_n) = 43.5 \text{ mm}$$

Esempio Calcolo $S_{j,ini}$

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum_{i=1}^6 \frac{1}{k_i}} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

$$z = 300 - 10.7 = 289.3 \text{ mm}$$



Componente	k_i (mm)	$1/k_i$ (mm ⁻¹)
1	2.71	0.3696
2	6.53	0.1531
3	8.74	0.1145
4	19.63	0.0509
5	56.19	0.0178
6	36.05	0.0277
Totale		0.7336

Esempio Classificazione collegamento

Limite superiore (telaio non controventato):

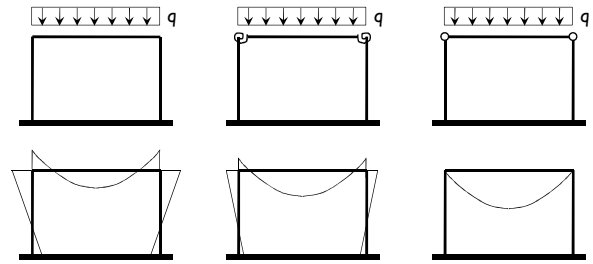
$$S_{j,ini} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} < 25 \frac{EI}{L_b} = 25 \frac{210000 \times 8356}{500 \times 10^3} = 87738 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

Limite inferiore:

$$S_{j,ini} = 23503 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} > 0.5 \frac{EI}{L_b} = 0.5 \frac{210000 \times 8356}{500 \times 10^3} = 1755 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$$

Il collegamento è semi-rigido

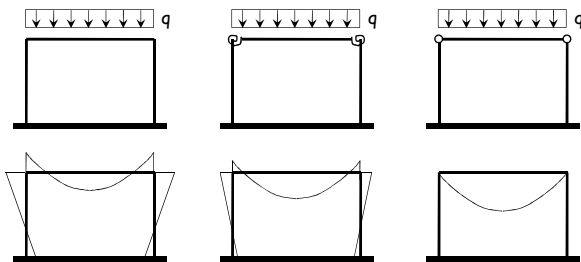
Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Momenti Trave

- Minori rispetto al caso dello schema con cerniere
- Maggiori o minori rispetto al caso dello schema con nodi rigidi

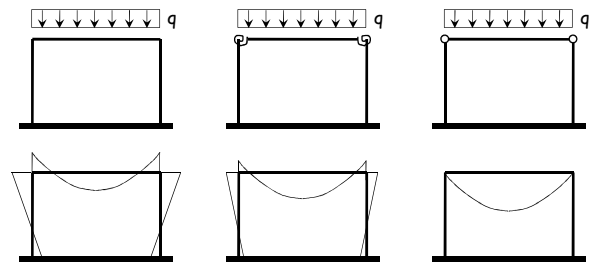
Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Colonna

- Sollecitata a presso-flessione
- Generalmente minori rispetto al caso dello schema con nodi rigidi

Collegamenti semi-rigidi e sollecitazioni



Momento collegamento

- Maggiore rispetto al caso dello schema con cerniere
- Minore rispetto al caso dello schema con nodi rigidi