

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

Villa Redenta, Spoleto
25-27 settembre 2008
Aurelio Ghersi

Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza

Riferimenti normativi

Nuove normative:

D.M. 14/1/08 già applicabile, obbligatorio dal 4/9/09

Eurocodice 3, versione 2004 già applicabile

Norme precedenti - metodo delle tensioni ammissibili:

D.M. 14/2/92 applicabile (non sempre) fino al 4/9/09

Norme precedenti - metodo degli stati limite:

D.M. 9/1/96

(la sezione III della parte seconda è il NAD per EC3)

Eurocodice 3, versione 1992

D.M. 14/9/05 applicabili (non sempre) fino al 4/9/09

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che essa, durante la sua vita presupposta, con adeguato grado di affidabilità e tenendo conto del costo:

- sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio
- rimanga adatta all'uso per il quale è prevista

Eurocodice EN 1990, punto 2.1

Valutazione della sicurezza

La norma parla di "adeguato grado di affidabilità".

Perché ?

Perché sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica.

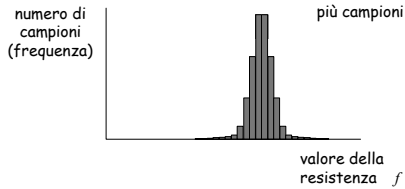
Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

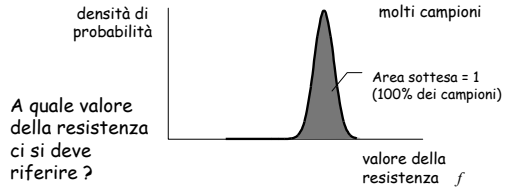
Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

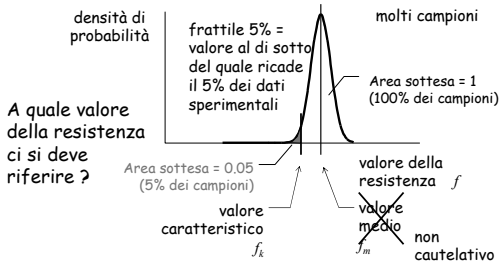
Incerteza sulla resistenza



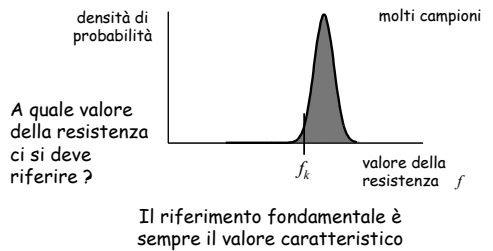
Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza



Incerteza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

Portando a rottura 100 provini si ottengono risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

360 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

frattile 5% = valore al di sotto del quale ricade il 5% dei dati sperimentali

Incerteza sulle azioni

Valori nominali peso di elementi di dimensioni e caratteristiche ben definite

Esempio: peso proprio della soletta di un solaio

Siamo sicuri che verranno realizzati esattamente come previsto?

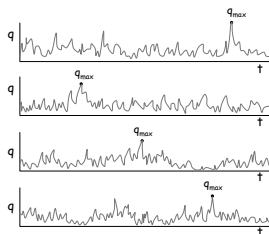
Incertezza sulle azioni

Valori "massimi" Esempio: massimo carico variabile su un solaio (in base alla destinazione d'uso)

Siamo sicuri che non saranno mai superati?

Incertezza sulle azioni

Variazione del carico q nel tempo



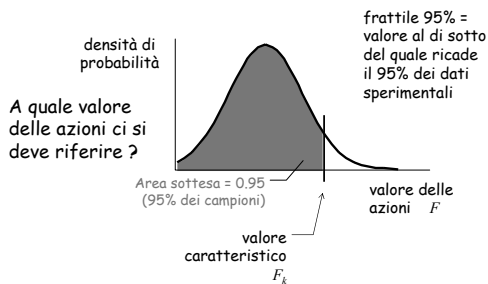
Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

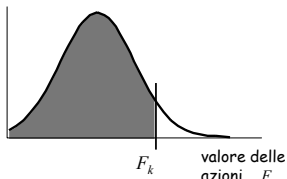
A quale fare riferimento?

Incertezza sulle azioni



Incertezza sulle azioni

A quale valore delle azioni ci si deve riferire?



Il riferimento fondamentale è sempre il valore caratteristico (anche quando non viene indicato esplicitamente)

Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m² q_k

Valore caratteristico

frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista

L'uso dei valori caratteristici può garantire una sufficiente sicurezza

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
- La struttura deve essere in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio

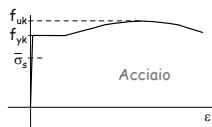
La possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma sperimentale

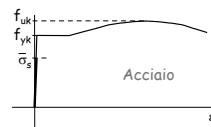


Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma di calcolo



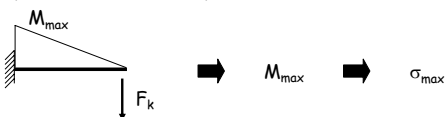
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti, ecc. ecc.

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)

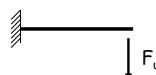
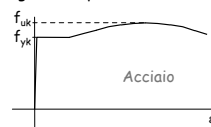


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Diagramma sperimentale



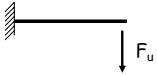
Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso



$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

f_{yd}

Si usa come valore di calcolo un frattile più basso (0.5%)

360 MPa f_{yk}
frattile 5%

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

2.0 kN/m² q_k
frattile 95%

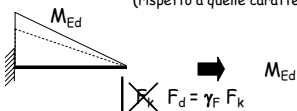
$$q_d = \gamma_q q_k$$

Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_M)$$

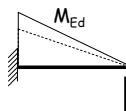
Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi verticali sono incrementati dal 30% al 50%

Le resistenze sono incrementate dal 30% al 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

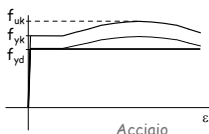
Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Problema
(di cui discutere in seguito)
Perché (o quando) occorre riferirsi alla tensione di snervamento f_y anziché a quella di rottura f_u ?



Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare (non linearità meccaniche), ma più comunemente si usa un'analisi lineare

M_{Ed}

Nelle strutture in acciaio può essere importante tener conto nell'analisi anche delle non linearità geometriche

(analisi del 2° ordine, effetto P-Δ, effetto instabilizzante dei carichi verticali)

Verifica - tensioni ammissibili

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza sempre un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)
- 3 - Verifica della sezione
si determinano le tensioni massime e le si confronta con quelle ammissibili
in alternativa, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es. M_{max}) - che corrisponde al raggiungimento della tensione ammissibile - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - stato limite ultimo

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo
circa 1.4 x quelli caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Ed})
a volte, analisi non lineare
- 3 - Verifica della sezione
si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es. M_{Rd}) - che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - confronto

	T.A.	S.L.U.
Carichi	valori caratteristici	valori di calcolo (circa 1.4 maggiori)
Risoluzione	solo analisi lineare	di solito analisi lineare (car.soll. circa 1.4 maggiori)
Verifica	controllo delle tensioni valutazione di car.soll. massime	--- valutazione di car.soll. resistenti (maggiori - di quanto?)

... Tornando agli obiettivi

Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni ...

cioè evitare il collasso ...

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso ...

ovvero limitare:

- deformazioni
- fessurazione (per c.a.) ecc.

Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Carichi

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti	G	peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo
Azioni variabili	Q	carichi variabili di esercizio, carichi da vento o da neve
Azioni eccezionali	A	incendi, esplosioni, urti di veicoli
Azioni sismiche	E	terremoti

NTC08, punto 2.5.1.3

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti G peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo

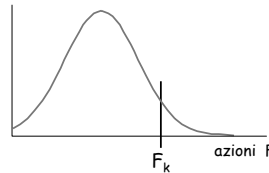
Sono distinte in:

- G_1 peso proprio degli elementi strutturali
- G_2 peso proprio degli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, massetti, pavimenti)
- P azioni di precompressione

NTC08, punto 2.5.1.3

Azioni valore caratteristico

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato nel metodo delle T.A.

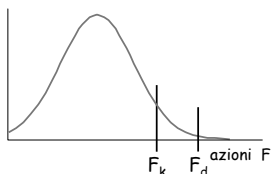
Usato per stati limite di esercizio

Nota: nel caso di carichi permanenti è piuttosto un valore nominale

F_k Valore caratteristico (frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento)

Azioni valore di calcolo

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato per stato limite ultimo

$$F_d = \gamma_F F_k$$

F_d Valore di calcolo (un frattile più alto, 99.5%)

Azioni valore di calcolo

Per stato limite STR (resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione)

		min	max
G_1	carichi permanenti strutturali	γ_{G1} 1.0	1.3
G_2	carichi permanenti non strutturali:		
	se compiutamente definiti	γ_{G2} 1.0	1.3
	se non compiutamente definiti	γ_{G2} 0	1.5
Q	carichi variabili	γ_Q 0	1.5

NTC08, punto 2.6.1

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Peso proprio (valore caratteristico):

soletta	$0.04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.00 kN/m^2
travetti	$3 \times (0.08 \times 0.20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.20 kN/m^2
laterizi	$8 \times 0.082 \text{ kN}$	=	0.66 kN/m^2
TOTALE		=	2.86 kN/m^2

G_1

Sovraccarichi permanenti (valore caratteristico):

massetto	$0.03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	=	0.40 kN/m^2
incidenza tramezzi		=	1.20 kN/m^2
TOTALE		=	2.68 kN/m^2

G_2

quindi: $G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$ $G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$ $G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$

Nota: incidenza tramezzi

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_{2k} \leq 1.00 \text{ kN/m}$: $g_{2k} = 0.40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1.00 < G_{2k} \leq 3.00 \text{ kN/m}$: $g_{2k} = 0.80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3.00 < G_{2k} \leq 4.00 \text{ kN/m}$: $g_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4.00 < G_{2k} \leq 5.00 \text{ kN/m}$: $g_{2k} = 2.00 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

NTC08, punto 3.1.3.1

Nota: carichi variabili (1)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi, (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2.00	2.00	1.00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2.00 3.00	2.00 3.00	1.00 1.00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegno, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, piazzetti per lo sport e relative tribune	3.00 4.00 5.00	3.00 4.00 5.00	1.00 2.00 3.00
D	Ambienti ad uso commerciale Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4.00 5.00	4.00 5.00	2.00 2.00

Nota: carichi variabili (2)

	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
E	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6.00	6.00	1.00*
F-G	Rimesse e parcheggi Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di autoveicoli di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di autoveicoli di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	2.50	2 x 10.00	1.00**
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0.50	1.20	1.00
		secondo categoria di appartenenza		
		—	—	—

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli autoveicoli dovranno essere valutate caso per caso

NTC08, punto 3.1.4

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Notare: in questo caso $G_d / G_k = 1.34$
 $(G_d + Q_d) / (G_k + Q_k) = 1.38$

Esempio carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

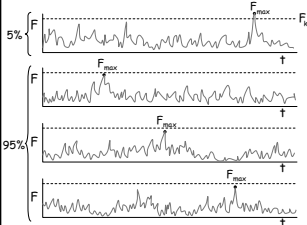
$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Forse è più comodo accoppiare i carichi in questo modo:

sempre presenti $G_{1d} = 5.64 \text{ kN/m}^2$
possono esserci o no $G_{2d} + Q_d = 4.80 \text{ kN/m}^2$

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore caratteristico F_k

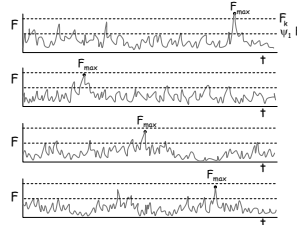


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

Cioè è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore frequente $\psi_1 F_k$



È il frattile 95% della distribuzione temporale in un periodo di riferimento

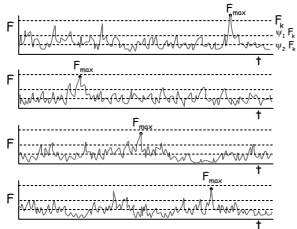
Cioè è superato solo nel 5% del periodo di riferimento

ψ_1 dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$ carico variabile per abitazione
0.2 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore quasi permanente $\psi_2 F_k$



È la media della distribuzione temporale in un periodo di riferimento

ψ_2 dipende dal tipo di carico

$\psi_2 = 0.3$ c. var. per abitazione
0 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore di combinazione (o raro) $\psi_0 F_k$

Valore di durata breve ma ancora significativo nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili

Lo stesso coefficiente ψ_0 si usa per i valori di calcolo

$\psi_0 F_d$ Valore di combinazione (o raro) per SLU

$\psi_0 = 0.7$ c. var. per abitazione
0.6 per vento

$\psi_0 F_k$ Valore di combinazione (o raro) per SLE

Valori dei coefficienti $\psi_0 \psi_1 \psi_2$

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

NTC08, punto 2.5.3

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \gamma_{Q_i} Q_{ik}$$

Stato limite di esercizio,
combinazione rara

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik}$$

combinazione frequente

$$G_{1k} + G_{2k} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{1i} Q_{ik}$$

combinazione quasi permanente

$$G_{1k} + G_{2k} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

Materiali

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio = lega ferro-carbonio

Caratteristiche importanti:

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

Problema:

resistenza al fuoco

Verificata con prova di resilienza

Acciaio per carpenteria metallica:

- basso contenuto di carbonio (0.17-0.22%)
resistenza buona ma non altissima, forte duttilità
- impurità (fosforo, zolfo) negative ma inevitabili
- manganese, silicio
favoriscono la saldabilità

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

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova a trazione

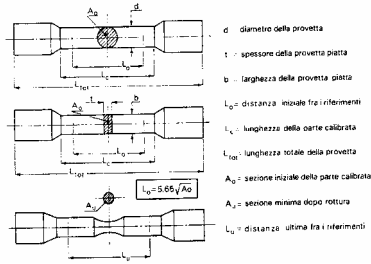
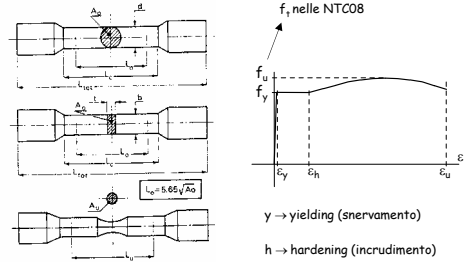


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova a trazione



y → yielding (snervamento)

h → hardening (incrudimento)

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova di resilienza

per controllare la tenacità

Pendolo di Charpy

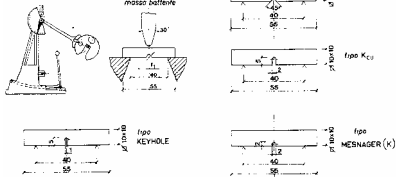


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

• Prova di piegamento

per accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi

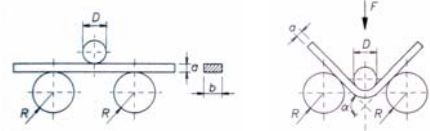


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Caratteristiche dell'acciaio

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

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- 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 Fe 360	235	360	215	360
S275 Fe 430	275	430	255	410
S355 Fe 510	355	510	335	470

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

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

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

$e_u / e_y \geq 15$ (20 per Appendice Nazionale Italiana)

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.IX - Laminati a caldo con profili a sezione aperta

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

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

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 grescate
 - 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

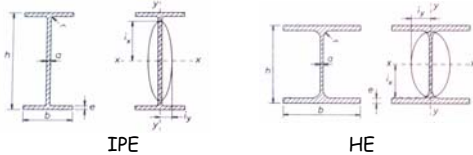


profilati con sezione a contorno aperto

profilati con sezione a contorno chiuso

Elementi in acciaio profili a doppio T

- **Profili IPE:** hanno una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h
- **Profili HE:** hanno una larghezza b dell'ala pari all'altezza h



IPE

HE

Per gli HE, tre serie:
HEB, serie normale
HEA, serie alleggerita
HEM, 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

designazione profilo	dimensioni										A cm ²	p kg/m	U m ² /m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	h ₁ mm	h ₂ mm	t mm	h ₀ mm	t ₀ mm			
IPE 80	80	46	3,5	5,2	5	39,6	49,6	7,54	6,30	0,229			
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	86,6	10,3	8,10	0,400			
IPE 120	120	64	4,4	6,2	7	93,4	107,4	12,2	10,4	0,475			
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	14,4	12,9	0,551			
IPE 160	160	83	5	7,4	9	127,3	145,2	16,1	15,5	0,623			
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	164	17,9	16,8	0,695			

valori statici relativi agli assi xx-yy										(*) foratura delle ali				designazione profilo
J _x cm ⁴	W _x cm ³	I _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	I _y cm	S _x cm ³	S _y cm ³	a mm	t mm	A [*] cm ²	W _x [*] cm ³	W _y [*] cm ³	A [*] cm ²	
80,1	20,0	2,34	8,69	3,69	1,05	11,6	6,90							IPE 80
171	34,2	4,07	13,7	5,79	1,24	19,7	8,66							IPE 100
318	52,0	6,90	27,7	8,65	1,45	30,4	16,5							IPE 120
541	77,3	9,94	44,9	13,3	1,65	44,2	27,3	11	40	14,9	60,8	13,4	58,0	IPE 140
869	109	13,58	68,3	16,7	1,84	61,9	41,9	11	45	16,5	86,3	16,8	84,9	IPE 160
1217	146	17,42	101	22,2	2,03	83,0	51,8	12	50	21,8	117	19,7	112	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**

profili senza irrigidimenti di bordo
profili con irrigidimenti di bordo

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

Imperfezioni di montaggio

- occorrerebbe tenerne conto esplicitamente nel calcolo

Imperfezioni tensioni residue

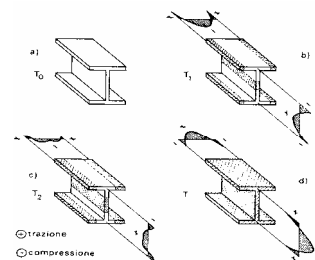


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

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

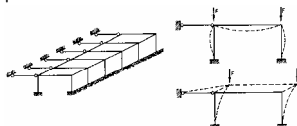


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo

- Problemi di deformabilità

- Problemi di instabilità

- 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

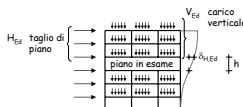
Analisi strutturale metodi di analisi

- 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

Analisi strutturale non linearità geometrica

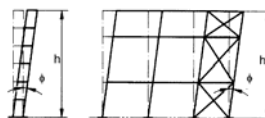
- Analisi del primo ordine
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- Analisi del secondo ordine
tiene conto della non linearità geometrica
- Approccio semplificato
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali; incrementare i risultati dell'analisi lineare mediante il coefficiente

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

EC3-1-1, punto 5.2

Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

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



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

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m = numero di piani

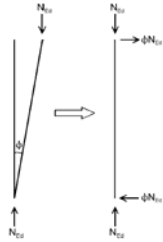
EC3-1-1, punto 5.3

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

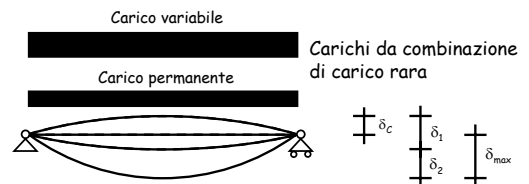
Problema: evitare

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 ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

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

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

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

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



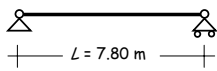
I momento d'inerzia.

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

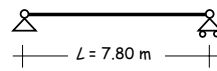
$$\delta_{\max} = \frac{5 (G_k + Q_k) L^4}{384 E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

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

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

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

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

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

Designation Designation Bezeichnung	Values in kg/m						
	I_x	I_y	$W_{pl,x}$	$W_{pl,y}$	I_{x-x}	I_{y-y}	I_{x-y}
HE A 100	6.9	147.2	28.81	12.98	4.01	4.44	13.12
HE 100	8.1	171.0	34.20	15.40	4.07	5.08	15.92
HE A 120	8.7	257.4	43.37	49.87	4.83	5.41	22.39
HE 120	10.4	307.8	52.96	60.73	4.90	6.21	27.67
HE A 140	10.5	434.9	62.30	71.60	5.70	6.21	36.42
HE 140	12.9	547.2	77.32	88.36	5.76	7.04	44.92
HE A 160	12.7	689.3	87.01	99.88	6.53	7.88	54.43
HE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.68	68.21
HE A 180	15.4	1084	120.1	135.3	7.37	9.28	81.88
HE 180	18.1	1327	142.2	164.4	7.42	11.25	100.9
HE O 180	21.3	1706	165.4	208.3	7.45	12.78	117.3
HE A 200	18.4	1581	147.6	181.7	8.20	11.42	117.2
HE 200	22.4	1963	184.3	221.6	8.26	14.08	142.4
HE O 200	25.1	2211	218.9	261.4	8.32	15.45	168.9

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

$$I = 1673 \text{ cm}^4$$

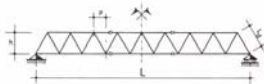
Massa: 33.7 kg/m

Massa: 30.4 kg/m

Designation Designation Bezeichnung	Values in kg/m						
	I_x	I_y	$W_{pl,x}$	$W_{pl,y}$	I_{x-x}	I_{y-y}	I_{x-y}
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	4.15	12.08
HE 100 A	16.7	300.2	72.76	82.07	4.46	7.56	13.19
HE 100 B	20.4	440.5	89.97	104.2	4.16	9.04	14.73
HE 100 M	41.8	1143	195.4	235.8	4.43	18.04	28.2
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.98	15.8
HE 120 A	19.9	606.2	106.3	119.5	4.89	8.48	22.09
HE 120 B	26.7	864.4	134.3	158.2	5.44	10.96	27.75
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.75	37.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	128.8	5.59	7.82	22.68
HE 140 A	24.7	1031	151.4	173.5	5.73	10.12	28.3
HE 140 B	31.1	1509	175.6	245.4	5.93	13.08	34.07
HE 140 M	61.2	3637	411.4	493.8	6.39	24.48	41.44
HE 160 AA	23.4	1041	171.4	198.4	6.50	10.39	27.87
HE 160 A	31.1	1509	205.3	245.3	6.57	12.21	37.64
HE 160 B	42.6	2100	311.5	354.0	6.78	17.59	48.92
HE 160 M	76.2	5098	565.5	674.6	7.25	30.81	77.59

Verifica degli spostamenti Influenza dei giunti

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



$$v = v_{el} + v_c + v_d$$

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

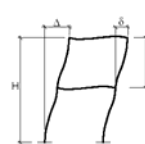
$$v_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d)$$

n = numero di giunti nei correnti

$\phi - d$ = gioco foro bullone

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 carroponete	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

Verifica e progetto di sezioni allo SLU

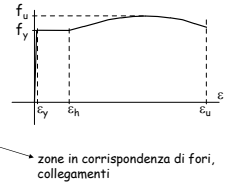
Criteri generali

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



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 a scorrimento
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)

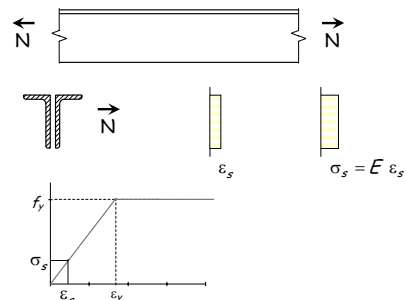
Le sezioni sono divise in 4 classi, in base a come l'instabilità locale ne condiziona il comportamento

- 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

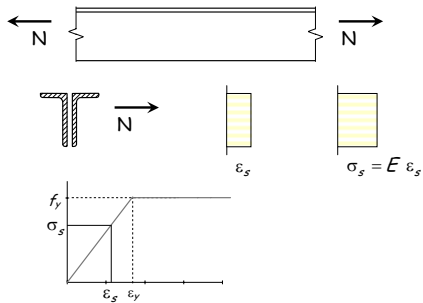
Verranno presentate in seguito

Sforzo normale Trazione

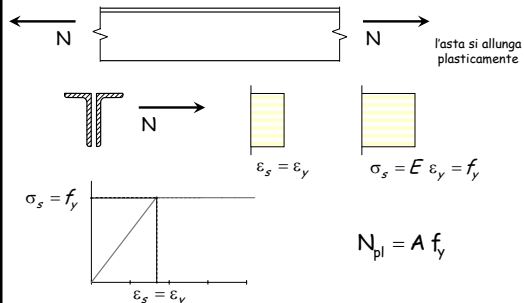
Comportamento al crescere delle deformazioni



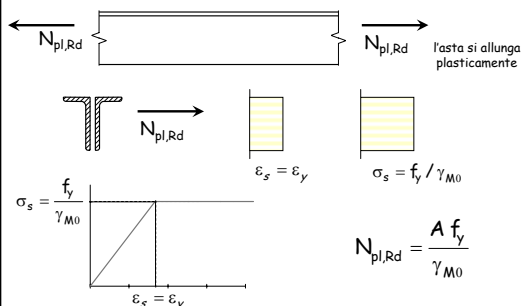
Comportamento al crescere delle deformazioni



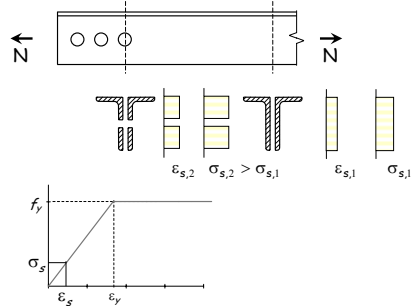
Comportamento al crescere delle deformazioni



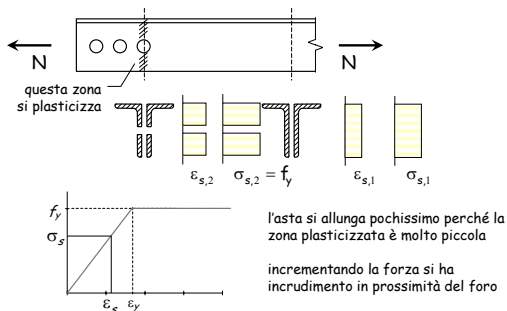
Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione



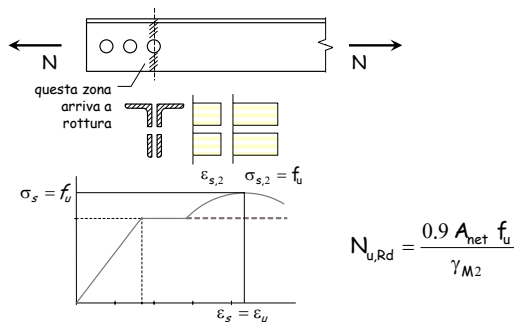
Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



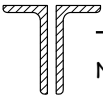
Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata

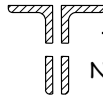


Verifica - stato limite ultimo

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.

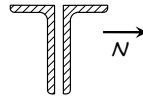
$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$



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


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

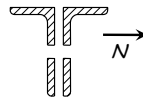
Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma} A \geq N$$

Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite



$$\sigma = \frac{N}{A_{net}} \leq \bar{\sigma}$$

$$N_{max} = \bar{\sigma} A_{net} \geq N$$

Verifica - confronto

	Sezione piena	Sezione indebolita
TA	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A$ 160 $160 \times 1.45 = 232$	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A_{net}$ 160 $160 \times 1.45 = 232$
SLU	$N_{pl,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) A$ 235 / 1.05 = 224	$N_{u,Rd} = \left(\frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \right) A_{net}$ $0.9 \times 360 / 1.2 = 270$
Acciaio Fe 360		

Verifica - confronto

	Sezione piena	Sezione indebolita
TA	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A$ 240 $240 \times 1.45 = 348$	$N_{max} = (\bar{\sigma}_s) A_{net}$ 240 $240 \times 1.45 = 348$
SLU	$N_{pl,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) A$ 355 / 1.05 = 338	$N_{u,Rd} = \left(\frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \right) A_{net}$ $0.9 \times 510 / 1.2 = 383$
Acciaio Fe 510		

Verifica - 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.

Progetto - stato limite ultimo

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

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

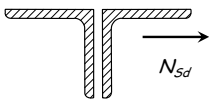
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 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:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

1 - Determinazione dell'area necessaria.

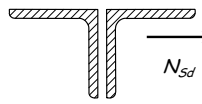
$$A = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed}}{f_y} = \frac{339,9 \times 10^3}{235/1,05} = 1518 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione.

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

Esempio

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

3 - Verifica della sezione indebolita.

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 360 \times 1530}{1,20 \times 10^3} = 413,1 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Anche la sezione indebolita è verificata

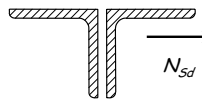
Duttilità

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 - verifica di duttilità

Dati:



$N_{Ed} = 339 \text{ kNm}$
Acciaio Fe360
Bulloni M14
Fori 15 mm

2 L 65x7

$$N_{u,Rd} = 413,1 \text{ kN}$$

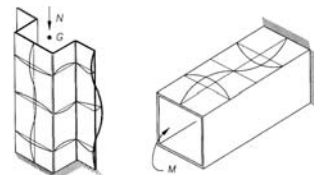
$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1740}{1,05 \times 10^3} = 389,4 \text{ kN} < N_{u,Rd}$$

L'asta è duttile

Classificazione delle sezioni in acciaio

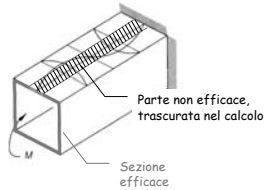
Instabilità locale (imbozzamento)

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



Instabilità locale (imbozzamento)

- 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

$$C_b = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

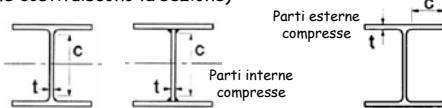
- Classe 1** - sezioni compatte $C_b \geq 3$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente capacità rotazionale elevata, senza riduzione di resistenza
- Classe 2** - sezioni compatte $C_b \geq 1.5$
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica con limitata capacità rotazionale, senza 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

La classificazione 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

Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1			
2			
3			
$\lambda = \sqrt{235} \cdot \frac{f_y}{\sigma}$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$

NTC08, tab. 4.2.I

Parti esterne compresse

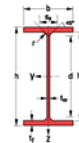
Parti esterne compresse			
Profili laminati a caldo		Sezioni saldate	
Classe	Parti esterne soggette a compressione	Parti esterne soggette a flessione e a compressione	Con estremità in trazione
1			
2			
3			
$\lambda = \sqrt{235} \cdot \frac{f_y}{\sigma}$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$

NTC08, tab. 4.2.II

Classificazione delle sezioni

Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione
 $b = 230 \text{ mm}$ $t_f = 12 \text{ mm}$
 $h = 240 \text{ mm}$ $t_w = 7.5 \text{ mm}$
 $r = 21 \text{ mm}$



Ala compressa

$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2r) = 90.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.52$$

Per acciaio S 235
Classe 1

$\lambda = \sqrt{235} \cdot \frac{f_y}{\sigma}$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$	$\lambda \leq 100$
---	--------------------	--------------------	--------------------

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	
2	
3	

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

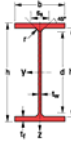
$$\frac{c}{t_w} = 23.2$$

Per acciaio S 235

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	$\epsilon / r \leq 72$ 72
2	$\epsilon / r \leq 86$ 83
3	$\epsilon / r \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Ala compressa

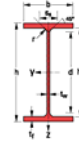
$$c = \frac{1}{2}(b - t_w - 2 r) = 90.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 7.52$$

Per acciaio S 355

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	$\epsilon / r \leq 72$ 72
2	$\epsilon / r \leq 86$ 83
3	$\epsilon / r \leq 124$ 124

Classificazione delle sezioni Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm} \quad t_w = 7.5 \text{ mm}$$

$$r = 21 \text{ mm}$$

Anima

$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

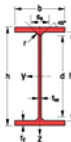
$$\frac{c}{t_w} = 23.2$$

Per acciaio S 355

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	$\epsilon / r \leq 72$ 72
2	$\epsilon / r \leq 86$ 83
3	$\epsilon / r \leq 124$ 124

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

Designation Designation Bezeichnung	Classification EN/ 199-1-1			
	mm height	mm flange	mm web	mm radius
HE 100 A	112	1	1	1
HE 100 A	167	1	1	1
HE 100 B	204	1	1	1
HE 100 M	418	1	1	1

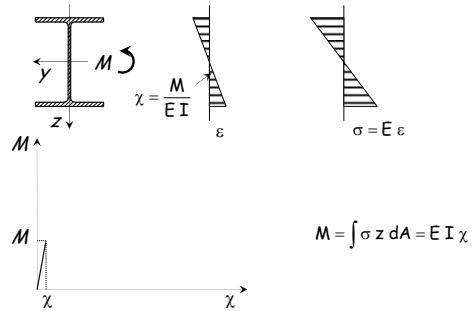
Attenzione: vi sono state modifiche alla classificazione - i sagomari potrebbero non essere aggiornati

Classificazione delle sezioni considerazioni (2)

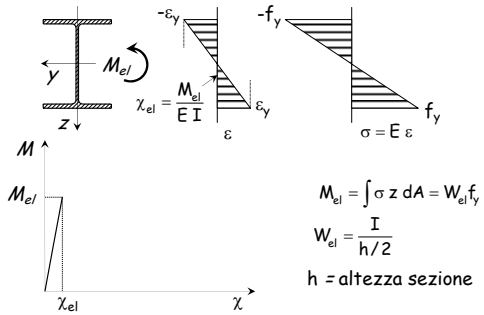
- La classificazione è importante per la flessione
 - la distinzione tra classe 1 e 2 riguarda solo la duttilità
 - le classi 3 e 4 hanno resistenza minore rispetto alle classi 1 e 2
- Nel caso di sforzo normale (compressione) le classi 1, 2 e 3 sono equivalenti
 - la classe 4 ha resistenza minore rispetto 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

Flessione

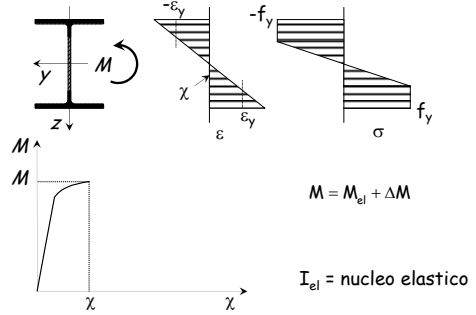
Comportamento ultimo



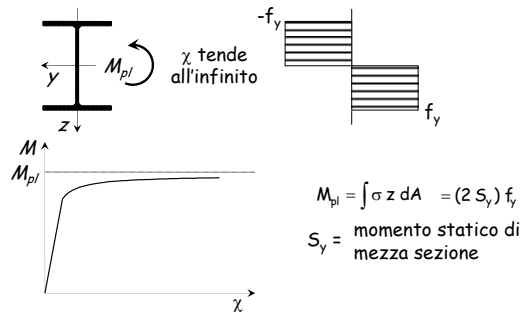
Comportamento ultimo



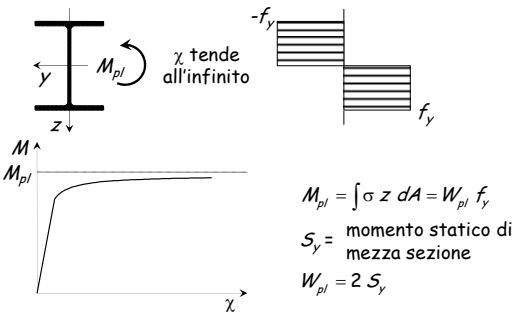
Comportamento ultimo



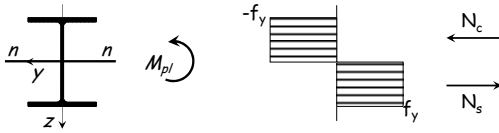
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



Per trovare l'asse neutro:

$$N_c + N_t = 0$$

(equilibrio alla traslazione)



$$A_c = A_t$$

$$N_c = -f_y A_c$$

$$N_t = f_y A_t$$

L'asse neutro divide la sezione in due parti di area uguale

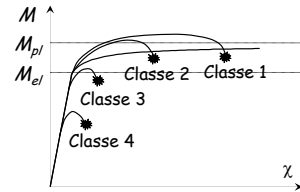
Comportamento di aste reali

Classe 1 - M supera M_{pl} e la sezione è molto duttile

Classe 2 - M supera M_{pl} ma la sezione è meno duttile

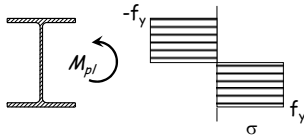
Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$

Classe 4 - La rottura avviene per $M < M_{el}$



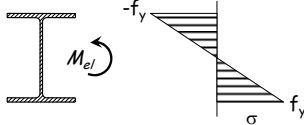
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



$$M_{pl} = W_{pl} f_y$$

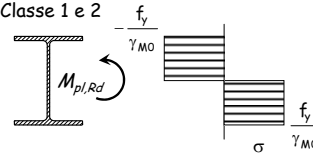
Classe 3



$$M_{el} = W_{el} f_y$$

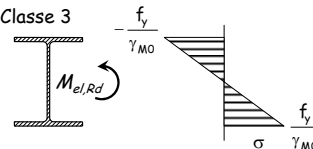
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



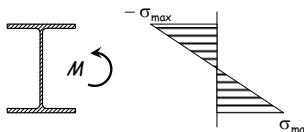
$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Classe 3



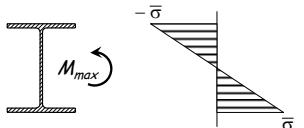
$$M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma_{max} = \frac{M}{W_{el}} \leq \bar{\sigma}$$

oppure



$$M_{max} = \bar{\sigma} W_{el} \geq M$$

Verifica - confronto

Classe 1 e 2

$$M_{max} = \bar{\sigma} W_{el}$$

Per sezioni a doppi T

$$W_{pl} \approx 1.15 W_{el}$$

SLU

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

Classe 3

$$M_{max} = \bar{\sigma} W_{el}$$

$$160$$

$$160 \times 1.45 = 232$$

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

$$232 / 1.05 = 224$$

Acciaio 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.

Progetto - stato limite ultimo

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.

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

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

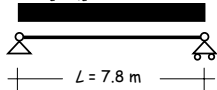
3 - Si sceglie il profilato.

4 - Si verifica la classe del profilato.

Esempio

Dati:

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



Acciaio Fe360
Sezione serie HEA
 $M_{Sd} = 19.5 \text{ kNm}$

1 - Classe della sezione.

Suppongo che la sezione appartenga alla classe 1 o 2.

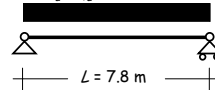
2 - Determinazione del modulo plastico.

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

Esempio

Dati:

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



Acciaio Fe360
Sezione serie HEA
 $M_{Sd} = 19.5 \text{ kNm}$
 $W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$

3 - Scelta della sezione.

Si potrebbe usare un **HE 120 A**

$$S_y = 59.7 \text{ cm}^3$$

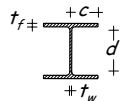
$$W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$$

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

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

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

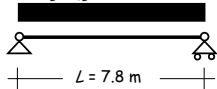
$$t_f = 8 \text{ mm}$$



Esempio

Dati:

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



Acciaio Fe360
Sezione serie HEA
 $M_{Sd} = 19.5 \text{ kNm}$
 $W_{pl} \geq 87.1 \text{ cm}^3$

4 - Determinazione della classe della sezione.

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

$$\text{Flangia: } \frac{c}{t_f} = \frac{40.5}{8} = 5.1 \leq 9 \quad \varepsilon = 9$$

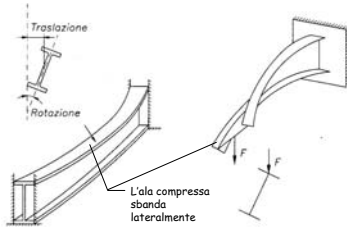
La sezione è realmente di classe 1

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)

Instabilità flessio-torsionale

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



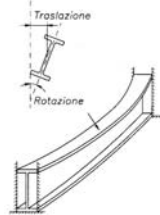
Instabilità flessio-torsionale

- 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



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

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

Espressioni simili a quelle dell'instabilità Euleriana

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

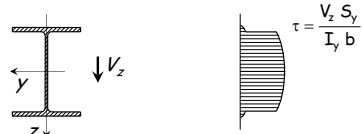
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ulteriori fattori intervengono per distribuzioni di momento non uniforme e per sezioni non compatte

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

Taglio

Comportamento ultimo



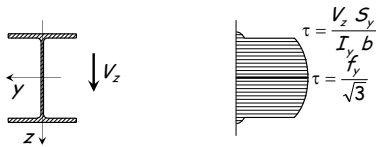
In campo lineare le tensioni si valutano con la formula di Jouraski:

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

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

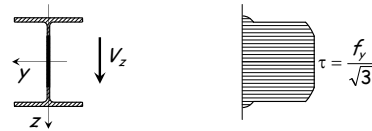
b ampiezza della corda.

Comportamento ultimo



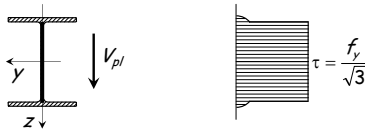
Facendo crescere il taglio, la fibra che sta sull'asse baricentrico (la più sollecitata) si plasticizza.

Comportamento ultimo



La plasticizzazione si propaga fino a che ...

Comportamento ultimo



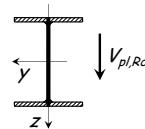
... si plasticizza tutta l'anima.

$$V_{pl} = A_{anima} \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{per sezioni a doppio T}$$

$$V_{pl} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{in generale}$$

A_v area resistente a taglio

Verifica - stato limite ultimo



Per profili a doppio T

Si plasticizza tutta l'anima ed i raccordi circolari

Taglio resistente secondo l'Eurocodice 3

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

A_v area resistente a taglio

Area resistente a taglio

- Precedenti versioni suggerivano di valutare l'area resistente a taglio in maniera approssimata
 $A_v = 1.04 h t_w$

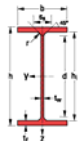
- Ora sono suggerite formule più dettagliate: per travi a doppio T, caricate nel piano dell'anima

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$$

Area resistente a taglio

- Profilo IPE 240, soggetto a flessione e taglio

$$\begin{aligned} b &= 120 \text{ mm} & t_f &= 9.8 \text{ mm} \\ h &= 240 \text{ mm} & t_w &= 6.2 \text{ mm} \\ r &= 15 \text{ mm} & A &= 3912 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Formula "vecchia"

$$A_v = 1.04 \times 240 \times 6.2 = 1548 \text{ cm}^2$$

Formula "nuova"

$$A_v = 3912 - 2 \times 120 \times 9.8 + (6.2 + 2 \times 15) \times 9.8 = 1915 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1915 \times 235 / \sqrt{3}}{1.05} \times 10^{-3} = 247.4 \text{ kN}$$

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
- 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

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

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

Questo è il W_{pl} dell'anima

con

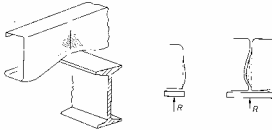
$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad A_w = h t_w$$

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:

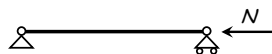
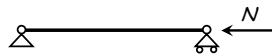
- Schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Imbozzamento dell'anima sotto forma di instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda caricata
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura

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.

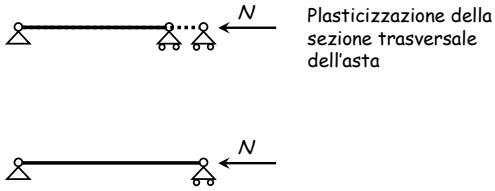
In alternativa, occorre verificare la trave nei confronti dei fenomeni innanzi citati (vedere Eurocodice 3, parte 1-5)

Sforzo normale
Compressione

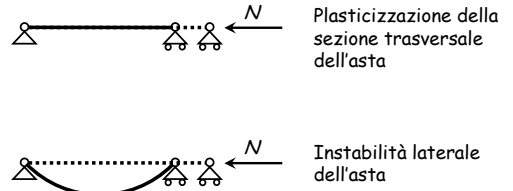
Modalità di collasso di aste compresse



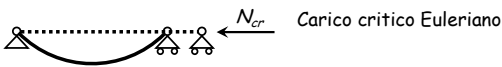
Modalità di collasso di aste compresse



Modalità di collasso di aste compresse



Comportamento ultimo di un'asta ideale



$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_0^2} \quad I = \text{momento d'inerzia della sezione} \\ l_0 = \text{lunghezza libera d'inflessione}$$

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

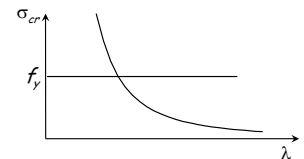
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \lambda = \text{snellezza dell'asta} \quad \lambda = \frac{l_0}{\rho}$$

Comportamento ultimo di un'asta ideale

$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{Instabilità dell'asta}$$

inoltre

$$\sigma = f_y \quad \text{Collasso plastico}$$



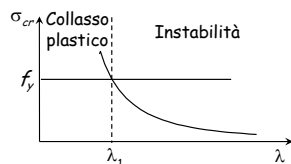
Verifica di un'asta ideale

$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{Instabilità dell'asta}$$

inoltre

$$\sigma = f_y \quad \text{Collasso plastico}$$

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



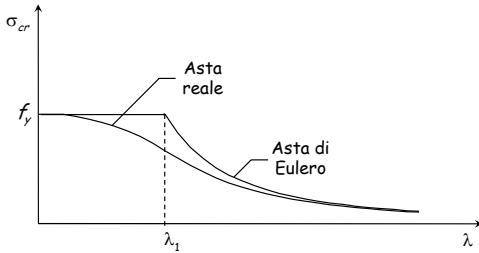
Aste reali

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.

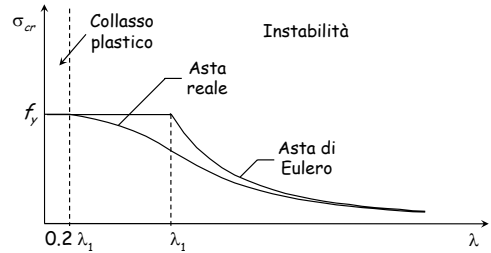
Comportamento delle aste reali

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



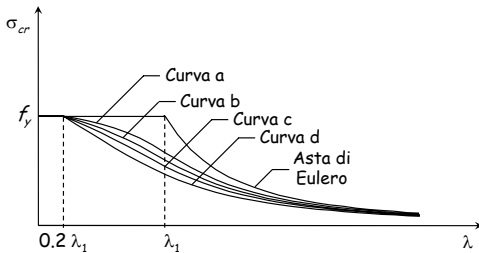
Comportamento delle aste reali

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



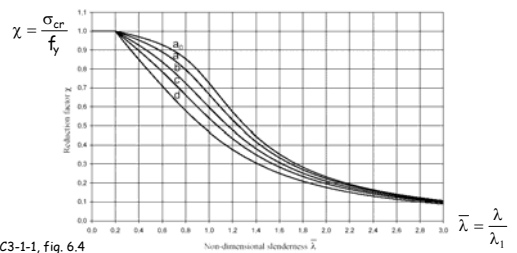
Comportamento delle aste reali

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

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	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Comportamento delle aste reali

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

Sezione trasversale	Limiti	Influenza imperfezione all'asse	Curva di instabilità
Sezioni I-irregolari	b/h ≤ 1,2	b ₁ ≤ 40 mm	a
		40 mm < b ₁ ≤ 100 mm	b
	b/h > 1,2	b ₁ ≤ 100 mm	c
		b ₁ > 100 mm	d
Sezioni ad I simmetriche	b/h ≤ 1,2	b ₁ ≤ 40 mm	b
	b/h > 1,2	b ₁ > 40 mm	c

Comportamento delle aste reali

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

Sezione trasversale	Limiti	Influenza imperfezione all'asse	Curva di instabilità	
			S235, S275, S355, S420	S460
Sezione curva	Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a	a ₀
	Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c	c
Sezione rettangolare saldato	In generale	qualsunque	b	b
	saldatore "spesso": $a \geq 0.5t_f$ $b/t_f \geq 30$, $b/t_w \geq 30$	qualsunque	c	c

Comportamento delle aste reali

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

Sezione trasversale	Limiti	Influenza imperfezione all'asse	Curva di instabilità	
			S235, S275, S355, S420	S460
Sezione rettangolare saldato		qualsunque	c	c
Sezione saldato		qualsunque	b	b

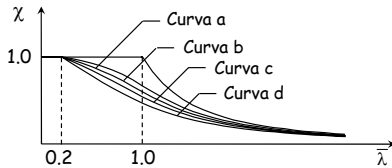
Verifica - stato limite ultimo

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

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

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

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

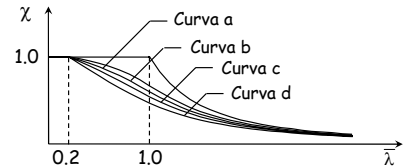


Verifica - stato limite ultimo

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

Resistenza all'instabilità

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



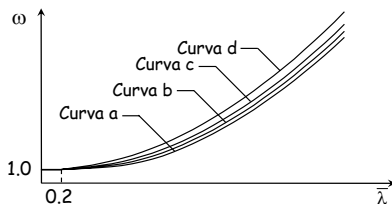
Verifica - tensioni ammissibili

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

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}$$

$$\omega = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \geq 1$$

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

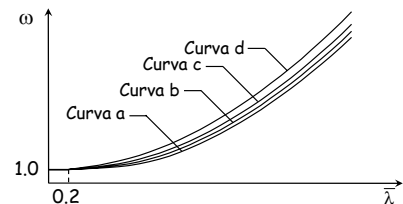


Verifica - tensioni ammissibili

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

Sforzo normale ammissibile

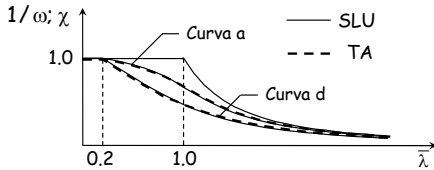
$$N \leq N_{max}$$



Verifica - confronto

$$N_{max} = \frac{1}{\omega} A$$

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



Verifica - confronto

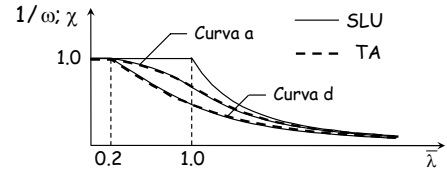
$$N_{max} = \frac{1}{\omega} A$$

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

$$160 \times 1.45 = 232$$

$$235 / 1.05 = 224$$

Acciaio Fe 360



Progetto - stato limite ultimo

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

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

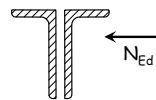
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 3 - Si calcola $N_{b,Rd}$ e si confronta con N_{Sd} .

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

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

- 1 - Determinazione dell'area necessaria

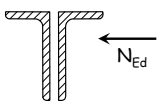
$$\chi = 0.6 \Rightarrow A = \frac{N_{Sd}}{\chi f_y / \gamma_{M1}} = \frac{342.9 \times 10^3}{0.6 \times 235 / 1.05} = 2554 \text{ mm}^2$$

- 2 - Scelta della sezione

$$\text{Uso 2 L } 60 \times 120 \times 8 \quad A = 2780 \text{ mm}^2$$

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

Coppia di profili $i_{cp} = 23.9 \text{ mm} \quad \lambda_{cp} = \frac{l_0}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$

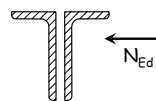
Singolo profilo $i_{sp} = 15.9 \text{ mm} \quad \lambda_{sp} = \frac{l_0 / 3}{i_{sp}} = \frac{600}{15.9} = 37.7$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_{cp}^2 + \lambda_{sp}^2} = 84.2$$

$$\bar{\lambda}_{eq} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_1} = \frac{84.2}{93.0} = 0.91$$

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

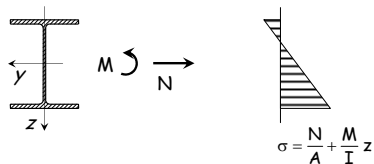
$$\bar{\lambda}_{eq} = 0.91 \Rightarrow \chi = 0.65$$

Curva b per profili a L (un tempo era curva c)

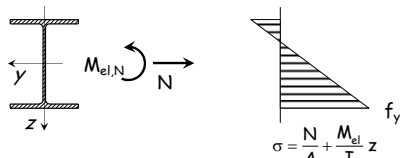
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.65 \times 235 \times 2780}{1.05 \times 10^3} = 404.4 \text{ kN} \geq N_{Sd}$$

Flessione composta tensoflessione

Comportamento ultimo



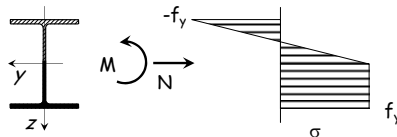
Comportamento ultimo



Per calcolare $M_{el,N}$:

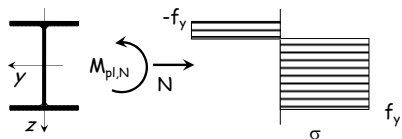
$$f_y = \frac{N}{A} + \frac{M_{el,N}}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad M_{el,N} = \left(f_y - \frac{N}{A} \right) W_{el}$$

Comportamento ultimo



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

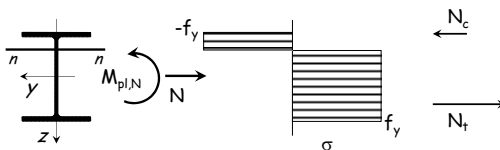
Comportamento ultimo



Per calcolare $M_{pl,N}$:

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

Comportamento ultimo



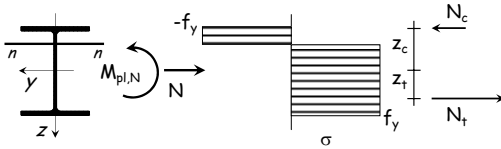
1 - Determinazione dell'asse neutro

$$N_c + N_t = N_{pl,N} \quad (\text{equilibrio alla traslazione}) \quad \Rightarrow \quad \text{Asse neutro}$$

$$N_c = -f_y A_c$$

$$N_t = f_y A_t$$

Comportamento ultimo



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

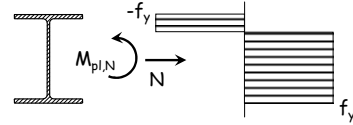
$$M_{pl,N} = N_t z_t - N_c z_c = f_y (A_t z_t - A_c z_c)$$

$$N_c = -f_y A_c$$

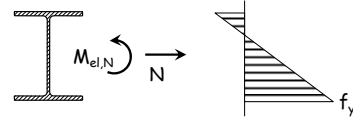
$$N_t = f_y A_t$$

Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2

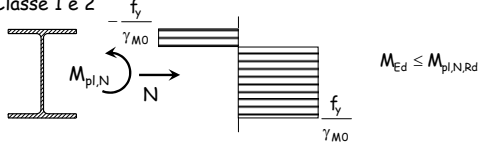


Classe 3

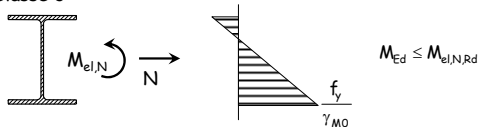


Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



Classe 3

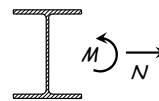


Domini di resistenza - stato limite ultimo

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

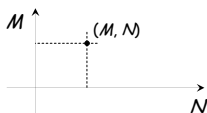
Si determina N

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

Domini di resistenza - stato limite ultimo per sezioni di classe 1 e 2

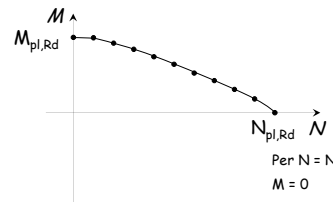


Per $N = 0$

$$M = M_{pl,Rd}$$

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

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

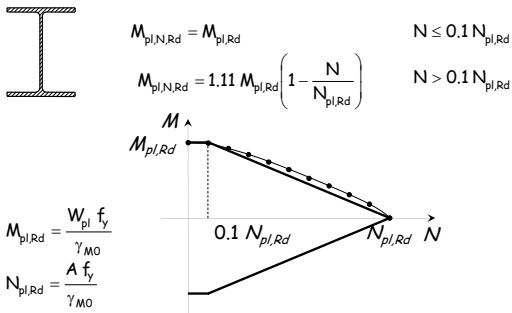


Per $N = N_{pl,Rd}$

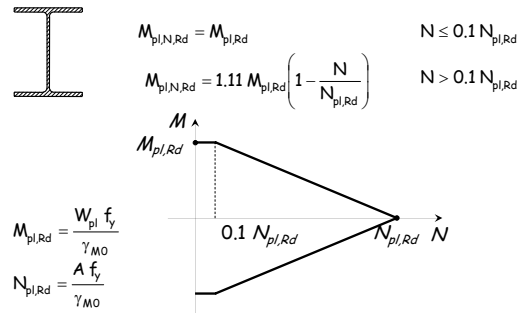
$$M = 0$$

Vedere anche foglio Excel "Domini MN"

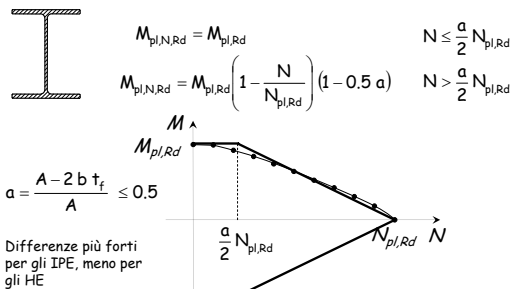
Domini di resistenza - stato limite ultimo per sezioni di classe 1 e 2



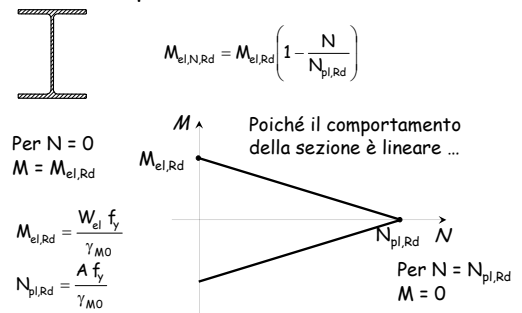
Domini di resistenza - stato limite ultimo per sezioni di classe 1 e 2



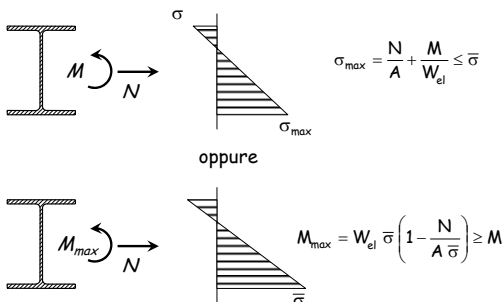
Domini di resistenza - stato limite ultimo più preciso, meno cautelativo



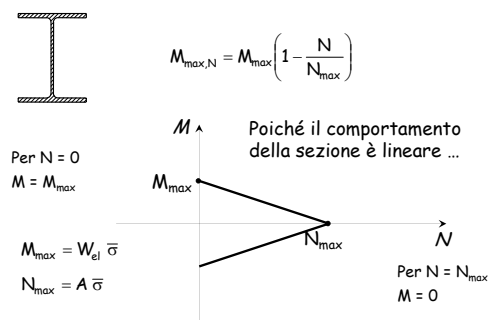
Domini di resistenza - stato limite ultimo per sezioni di classe 3



Verifica - tensioni ammissibili



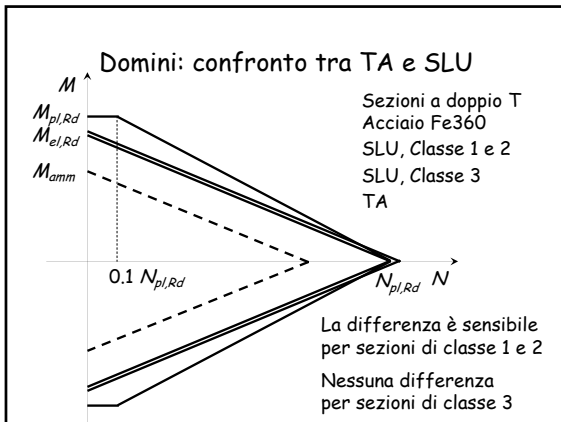
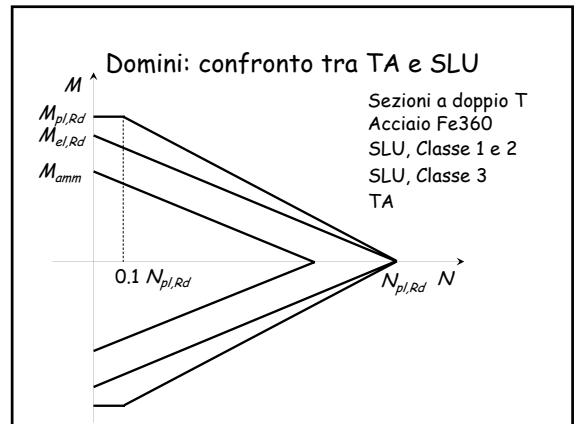
Domini di resistenza - tensioni ammissibili



Domini: confronto tra TA e SLU

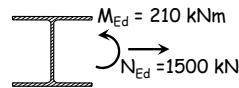
Il confronto può essere effettuato sovrapponendo i domini ricavati per TA e SLU

Poiché i carichi allo SLU sono maggiori (di $1.4 \div 1.5$) di quelli alle TA, il dominio relativo alle TA deve essere opportunamente scalato (ad esempio $\times 1,45$)



Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	Fe360

1 - Classe della sezione

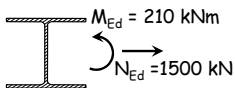
$$\text{Anima: } \frac{d}{t_w} = \frac{208}{11} = 19 \leq 144 \quad \varepsilon = 144$$

$$\text{Flangia: } \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7.9 \leq 10 \quad \varepsilon = 10$$

La sezione appartiene alla classe 1.

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
A	149 cm ²
W _{pl}	1868 cm ³
Acciaio	Fe360

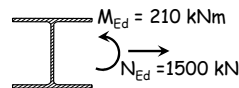
2 - Determinazione di $N_{pl,Rd}$ ed $M_{pl,Rd}$

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

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

Esempio

Dati:



Sezione	HEB300
Acciaio	Fe360
$N_{pl,Rd}$	3334.8 kN
$M_{pl,Rd}$	418.1 kNm

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

$$N_{Ed} = 1500 \text{ kN} \geq 0.1 N_{pl,Rd} = 333.5 \text{ kN}$$

$$M_{pl,N,Rd} = 1.11 M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) = 255.3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 210.0 \text{ kNm}$$

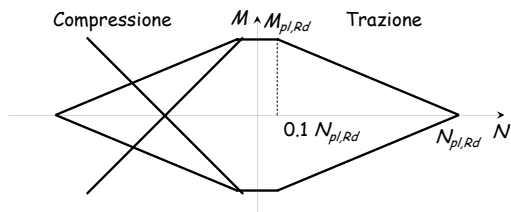
La sezione è verificata

Flessione composta pressoflessione

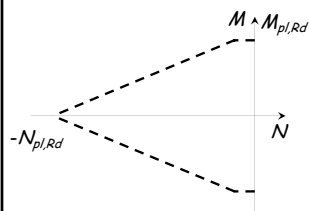
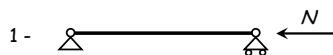
Domini di resistenza - stato limite ultimo

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

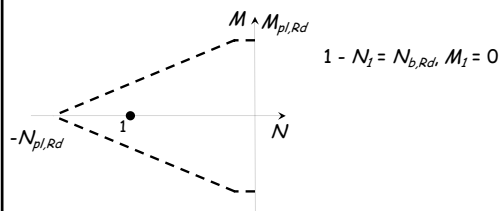
Va bene per la singola sezione, ma per l'asta bisogna tener conto dell'instabilità



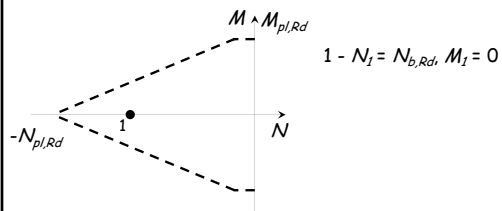
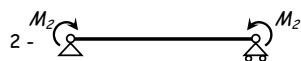
Domini di resistenza - stato limite ultimo



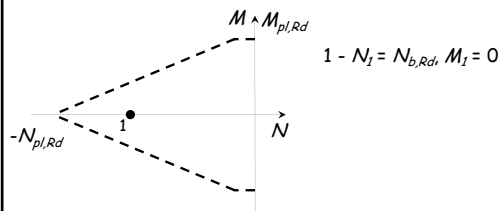
Domini di resistenza - stato limite ultimo



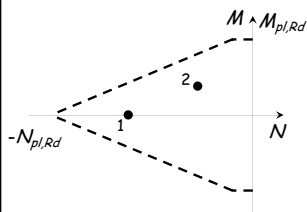
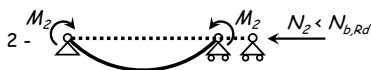
Domini di resistenza - stato limite ultimo



Domini di resistenza - stato limite ultimo



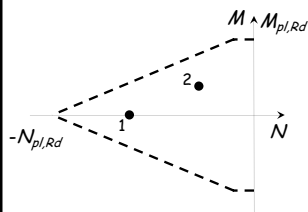
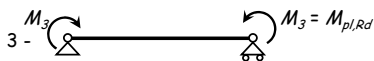
Domini di resistenza - stato limite ultimo



$$1 - N_1 = N_{b,Rd}, M_1 = 0$$

$$2 - N_2 < N_{b,Rd}, M_2 < M_{pl,Rd}$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo



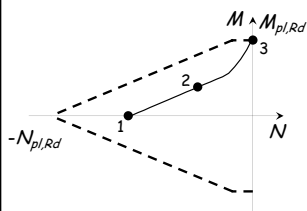
$$1 - N_1 = N_{b,Rd}, M_1 = 0$$

$$2 - N_2 < N_{b,Rd}, M_2 < M_{pl,Rd}$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo



L'asta si plasticizza e
collapsa in assenza di
sforzo normale



$$1 - N_1 = N_{b,Rd}, M_1 = 0$$

$$2 - N_2 < N_{b,Rd}, M_2 < M_{pl,Rd}$$

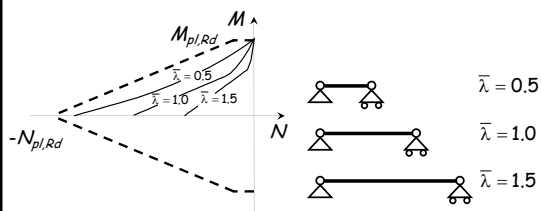
$$3 - N_3 = 0, M_3 = M_{pl,Rd}$$

Collegando i punti si
ottiene il dominio

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:

- L'ampiezza del dominio si riduce all'aumentare della
snellezza;



$$\bar{\lambda} = 0.5$$

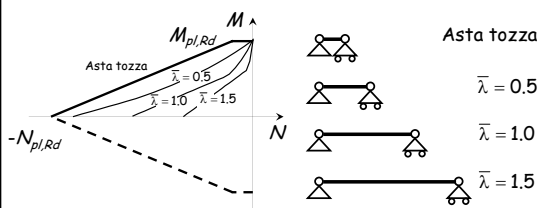
$$\bar{\lambda} = 1.0$$

$$\bar{\lambda} = 1.5$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:

- Nel caso di aste tozze coincide con quello per
tenso-flessione



Asta tozza

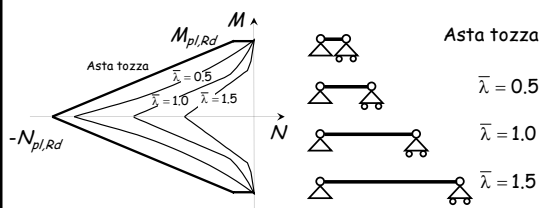
$$\bar{\lambda} = 0.5$$

$$\bar{\lambda} = 1.0$$

$$\bar{\lambda} = 1.5$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Il dominio è simmetrico per aste con sezione trasversale
simmetrica



Asta tozza

$$\bar{\lambda} = 0.5$$

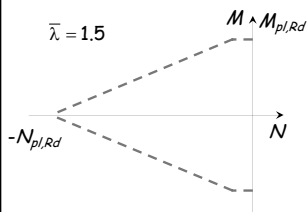
$$\bar{\lambda} = 1.0$$

$$\bar{\lambda} = 1.5$$

Domini di resistenza - stato limite ultimo



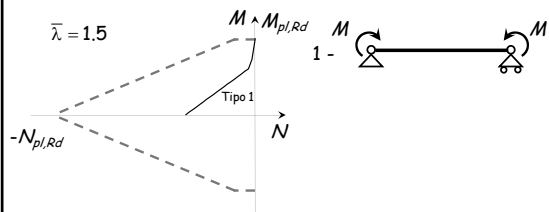
Distribuzione di
momenti tipo 1



Domini di resistenza - stato limite ultimo



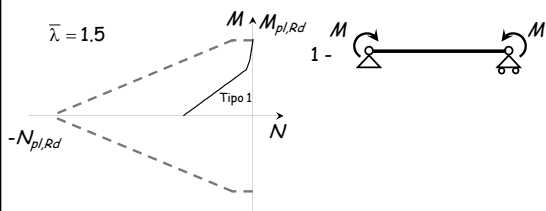
Distribuzione di
momenti tipo 1



Domini di resistenza - stato limite ultimo



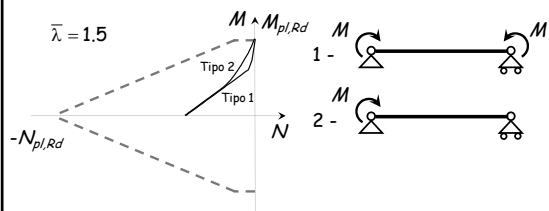
Distribuzione di
momenti tipo 2



Domini di resistenza - stato limite ultimo



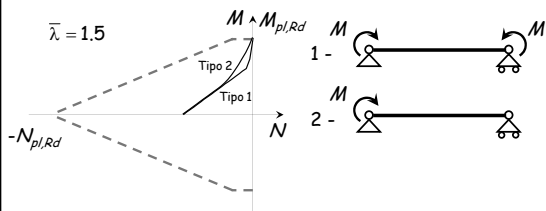
Distribuzione di
momenti tipo 2



Domini di resistenza - stato limite ultimo



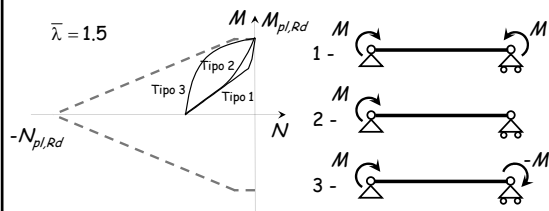
Distribuzione di
momenti tipo 3



Domini di resistenza - stato limite ultimo



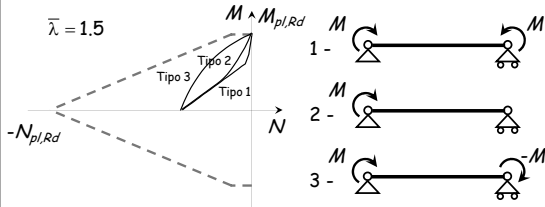
Distribuzione di
momenti tipo 3



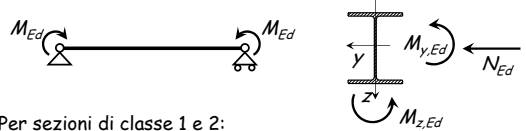
Domini di resistenza - stato limite ultimo

Il dominio dipende dalla snellezza dell'asta:

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



Verifica - stato limite ultimo



Per sezioni di classe 1 e 2:

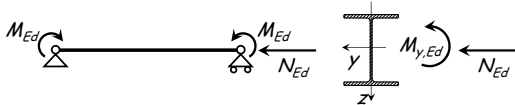
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$k_y, k_z \leq 1.5$$

Dipende da:

- snellezza dell'asta;
- diagramma del momento;
- sforzo normale.

Verifica - stato limite ultimo

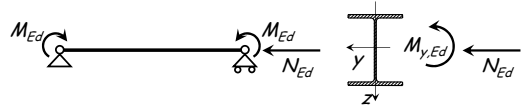


Nel caso più frequente in cui esiste un unico momento flettente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1$$

$$k_y \leq 1.5$$

Verifica - stato limite ultimo



Nel caso più frequente in cui esiste un unico momento flettente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd} / k_y} \leq 1$$

$$k_y \leq 1.5$$

Verifica - stato limite ultimo

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \leq 0.9$$

β_{My} dipende dal diagramma del momento flettente

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \psi$$

N.B. Nel caso di diagramma parabolico o di altra forma esistono relazioni diverse per il calcolo di β_{My}

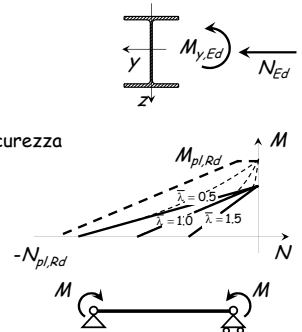
Verifica - stato limite ultimo

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

oppure

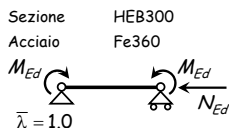
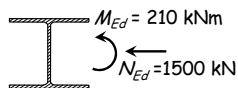
$$k_y = 1.5 \quad \text{a favore di sicurezza}$$

L'approssimazione è accettabile tranne che per aste tozze e per valori modesti dello sforzo normale



Esempio

Dati:



Sezione HEB300
Acciaio Fe360

1 - Classe della sezione

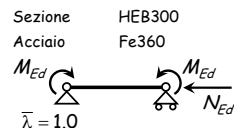
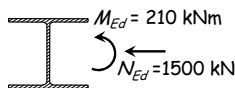
Anima: $\frac{d}{t_w} = \frac{208}{11} = 19 \leq 48 \epsilon = 48$

Flangia: $\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7.9 \leq 10 \epsilon = 10$

La sezione appartiene alla classe 1.

Esempio

Dati:



Sezione HEB300
Acciaio Fe360

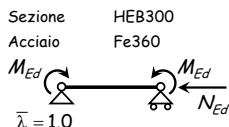
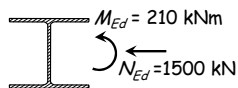
2 - Determinazione di $M_{pl,Rd}$

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

Era già stato determinato

Esempio

Dati:



Sezione HEB300
Acciaio Fe360

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

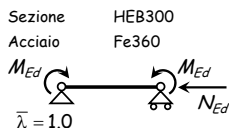
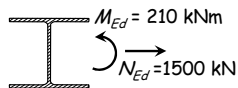
Quale curva dobbiamo utilizzare?

Scelta della curva di instabilità

Sezione trasversale	Limiti	Intorno all'asse	Curva di instabilità
Sezioni laminate ad I 	$h/b > 1.2$		
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
		z-z	b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
		z-z	c
	$h/b \leq 1.2$		
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
		z-z	c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d
		z-z	d

Esempio

Dati:



Sezione HEB300
Acciaio Fe360

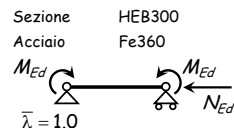
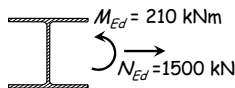
3 - Determinazione di $N_{b,Rd}$

Curva c $\Rightarrow \chi = 0.5399$
 $\bar{\lambda} = 1.0$

$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0.5399 \times 3334.8 = 1800.5 \text{ kN}$

Esempio

Dati:



Sezione HEB300
Acciaio Fe360

4 - Verifica

$k_y = 1.5$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,Rd} / k_y} = \frac{1500}{1800.5} + \frac{210}{418.1 / 1.5} = 0.83 + 0.75 \leq 1.58$$

La sezione non è verificata

Collegamenti

Tipi di collegamenti

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

1. Collegamento bullonati
2. Collegamenti saldati

Resistenze da usare

- Sempre i valori ultimi (non quelli di snervamento)

Bulloni: f_{ub}

Saldature:

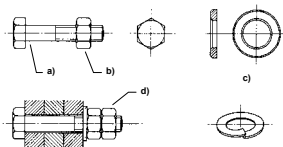
si dovrebbe usare f_{uw} (resistenza della saldatura); per comodità la si riporta a f_u del materiale base

Collegamenti bullonati

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

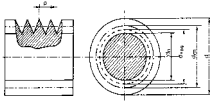
- diametro (nominale)
individuato dalla lettera M più il diametro in mm

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)

bulloni ad alta resistenza

- Classi previste dalle NTC08:

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

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

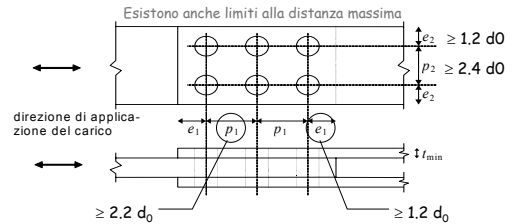
diametro bullone d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
NTC08	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1.5	1.5
Eurocodice 3	1	1	2	2	2	2	2	3	3

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

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, ma anche da problemi di montaggio

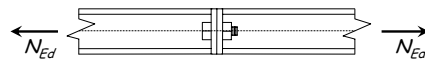
I bulloni serraggio

- Serraggio:
 - importante per garantire un buon comportamento e limitare deformabilità
 - fondamentale nelle unioni ad attrito
- Forza di precarico:

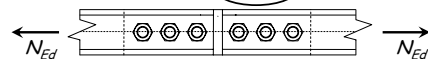
$$F_{p,Cd} = 0.7 \frac{f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad \gamma_{M7} = 1.10$$

Collegamenti bullonati modalità di comportamento

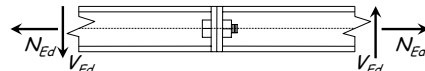
- Con bulloni sollecitati a trazione



- Con bulloni sollecitati a taglio a taglio In alternativa: ad attrito

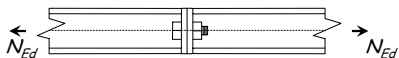


- Con bulloni sollecitati a trazione e taglio



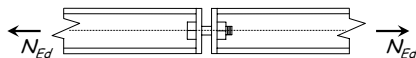
Collegamenti bullonati bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati bulloni sollecitati a trazione

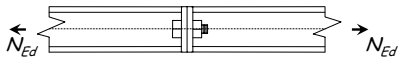
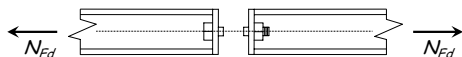
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

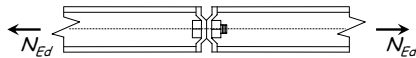
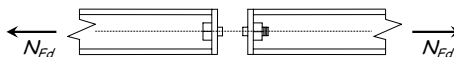
1 - Rottura dei bulloni a trazione



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

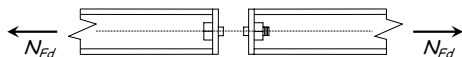
1 - Rottura dei bulloni a trazione



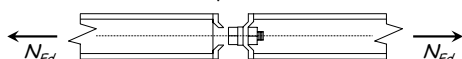
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a trazione

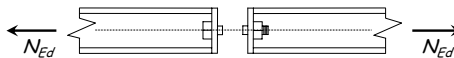


2 - Punzonamento della piastra



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



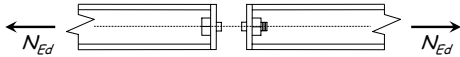
Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

$$F_{t,max} = A_{res} f_{ub}$$

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione



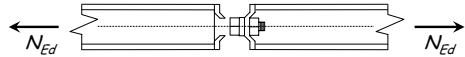
Il bullone si rompe quando la tensione sul bullone è pari a f_{ub}

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

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 $f_u / \sqrt{3}$

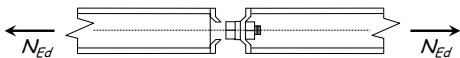
$$B_{p,max} = \pi d_m t_p (f_u / \sqrt{3})$$

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

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

1 - Rottura dei bulloni a trazione

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

A_{res} Area resistente del bullone

2 - Punzonamento della piastra

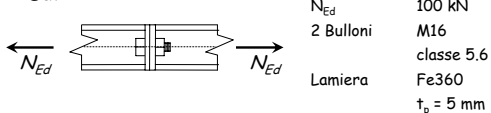
$$F_{t,Sb} \leq B_{p,Rb} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

d_m Diametro della giacitura di rottura

t_p Spessore della piastra

Esempio

Dati:



N_{Ed} 100 kN
2 Bulloni M16
Lamiera classe 5.6
Fe360
 $t_p = 5$ mm

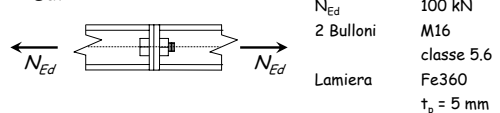
1 - Determinazione di $F_{t,Rd}$

$$A_{res} = 157 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 157 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 56.5 \text{ kN}$$

Esempio

Dati:

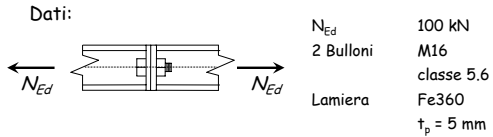


N_{Ed} 100 kN
2 Bulloni M16
Lamiera classe 5.6
Fe360
 $t_p = 5$ mm

2 - Determinazione di $B_{p,Rd}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \times \pi \times 25 \times 5 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 67.9 \text{ kN}$$

Esempio



3 - Verifica

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < F_{t,Rd} < B_{p,Rd}$$

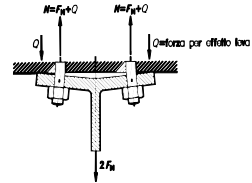
$$F_{t,Rd} = 56.5 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 67.9 \text{ kN}$$

Il collegamento è verificato

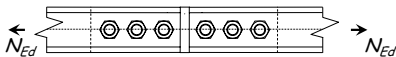
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a trazione

- Occorre fare attenzione all'effetto leva
 - incrementare la forza sollecitante per tenerne conto
 - irrigidire l'elemento per evitare questa deformazione



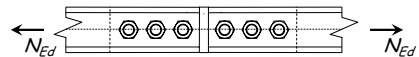
Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

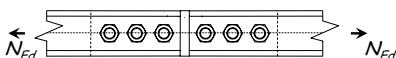
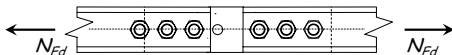
Meccanismi di rottura



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

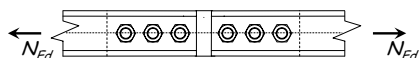
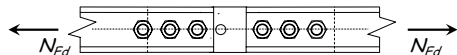
1 - Rottura dei bulloni a taglio



Collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio

Meccanismi di rottura

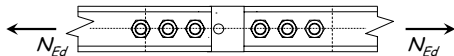
1 - Rottura dei bulloni a taglio



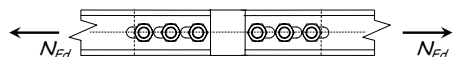
Collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

Meccanismi di rottura

1 - Rottura dei bulloni a taglio

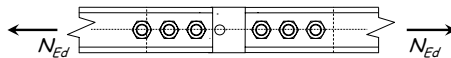


2 - Rifollamento delle lamiera



Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



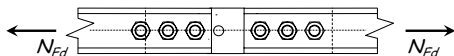
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{v,max} = A (f_{ub} / \sqrt{3})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



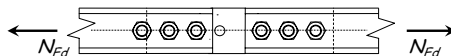
Il bullone si rompe quando la tensione tangenziale sul bullone è pari a $f_{ub} / \sqrt{3}$

$$F_{v,Rd} = \frac{A (0.6 f_{ub})}{\gamma_{M2}}$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



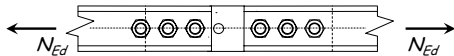
Se il piano di taglio non attraversa la parte filettata del bullone:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per tutte le classi di bulloni})$$

A Area nominale del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

1 - Rottura dei bulloni a taglio



Se il piano di taglio attraversa la parte filettata del bullone:

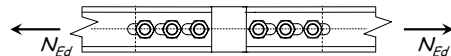
$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A_{res} f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (\text{per bulloni di classe 4.6, 5.6 ed 8.8})$$

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

A_{res} Area resistente del bullone

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

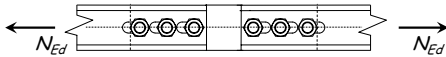
$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

d Diametro del bullone

t_p Spessore della lamiera

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

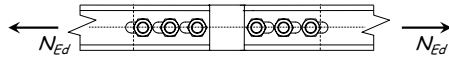
$$F_{b,max} = k \alpha d t_p f_u$$

$$\text{Bulloni: di bordo} \quad k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\text{interni} \quad k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Resistenza di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati a taglio

2 - Rifollamento delle lamiera



Si ottiene quando la tensione esercitata dal bullone sulla lamiera raggiunge il valore convenzionale $k \alpha f_u$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Bulloni: di bordo} \quad k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\text{interni} \quad k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni solleccitati 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

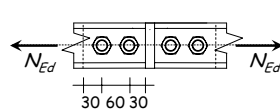
$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k \alpha d t_p f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Bulloni: di bordo} \quad k = \min\left(\frac{2.8 e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$\text{interni} \quad k = \min\left(\frac{1.4 p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad \alpha = \min\left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
2 Bulloni (per lato)	M16 classe 5.6
Lamiera	Fe360
t_p	10 mm

1 - Determinazione di $F_{v,Rd}$

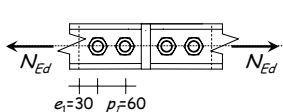
$$A = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 A f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 201 \times 500}{1.25 \times 10^3} = 48.2 \text{ kN}$$

N.B. In questo caso, ogni bullone porta 2 $F_{v,Rd}$

Esempio

Dati:



N_{Ed}	100 kN
2 Bulloni (per lato)	M16 classe 5.6
Lamiera	Fe360
t_p	10 mm

2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

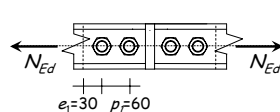
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - 0.25, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.555, 0.861, 1.39, 1)$$

$$k = 2.5$$

$$d = 16 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 18 \text{ mm}$$

Esempio

Dati:



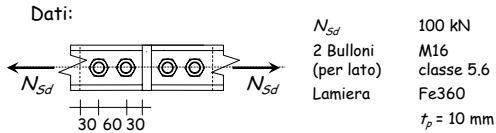
N_{Ed}	100 kN
2 Bulloni (per lato)	M16 classe 5.6
Lamiera	Fe360
t_p	10 mm

2 - Determinazione di $F_{b,Rd}$ (del piatto)

$$k = 2.5 \quad \alpha = 0.555$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.555 \times 18 \times 10 \times 360}{1.25 \times 10^3} = 71.9 \text{ kN}$$

Esempio



3 - Verifica

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Sd}}{n_b} = \frac{100}{2} = 50.0 \text{ kN} < 2 F_{v,Rd} < F_{b,Rd}$$

$$2 F_{v,Rd} = 2 \times 48.2 = 96.4 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 71.9 \text{ kN}$$

Il collegamento è verificato

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)
 - pensare al numero di bulloni che si ritiene idoneo
 - determinare, anche con tentativi successivi, classe, numero, diametro
- Usare la verifica a punzonamento per definire la distanza minima tra i bulloni

Verifica di collegamenti bullonati con bulloni sollecitati a taglio e trazione

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$F_{v,Ed}, F_{t,Ed}$ 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 vuole 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 sabbiatte e protette
- $\mu = 0.30$ negli altri casi

n numero di superfici a contatto

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

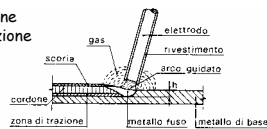


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

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

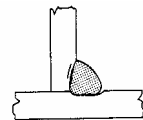


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

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

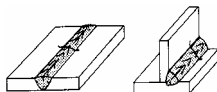


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

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

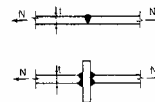
Controlli delle saldature

Necessari per valutare la qualità delle saldature

- esame radiografico
- esame ad ultrasuoni
- esame con liquidi penetranti

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

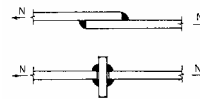


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

- È indispensabile la preparazione dei lembi dei pezzi da saldare:
cianfrinatura (perché lo smusso è denominato cianfrino)

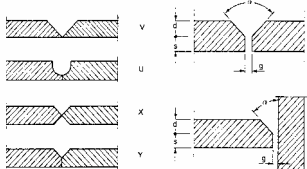
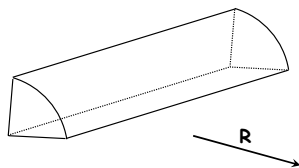


Figura tratta Da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a completa penetrazione

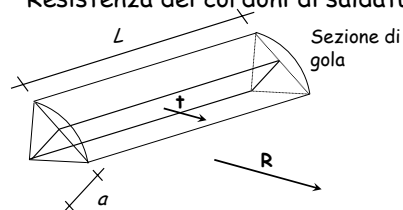
- È indispensabile la preparazione dei lembi dei pezzi da saldare:
cianfrinatura (perché lo smusso è denominato cianfrino)
- Viene perfettamente ripristinata la continuità del materiale
- La resistenza della saldatura è almeno pari a quella dei pezzi che unisce
- In genere non è necessaria una verifica specifica

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



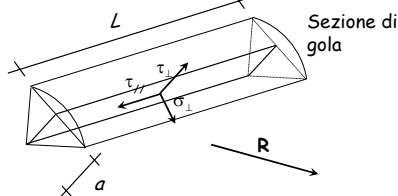
R Forza agente sul cordone d'angolo

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 la 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 la stessa direzione di R e modulo pari a $t = R / a L$)
 σ_{\perp} τ_{\parallel} τ_{\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*

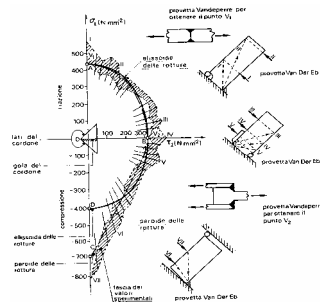
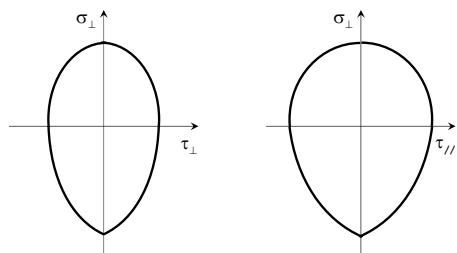


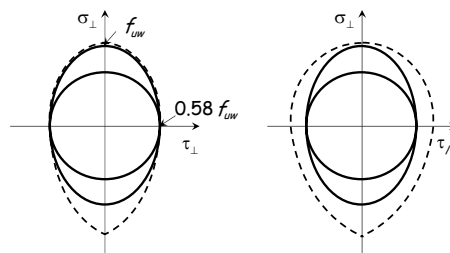
Figura tratta da Ballo, Mazzolani. Strutture in acciaio

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



Il dominio di rottura di un cordone di saldatura è stato determinato sperimentalmente e prende il nome di *peroide*.

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura



L'Eurocodice 3 propone due domini di rottura:
 1 - dominio sferico;
 2 - ellissoide di rotazione.

Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura

Se si usa il dominio sferico:

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3}} = \frac{f_u}{\beta_w}$$

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 Fe360	
$\beta_w = 0.85$	Per Fe430	
$\beta_w = 0.90$	Per Fe510	

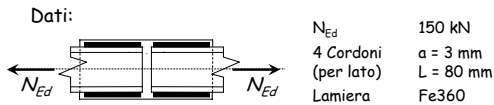
Saldatura a cordoni d'angolo Resistenza dei cordoni di saldatura

Se si usa il dominio sferico:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

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 Fe360	
$\beta_w = 0.85$	Per Fe430	
$\beta_w = 0.90$	Per Fe510	

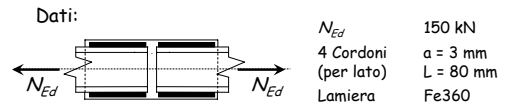
Esempio



1 - Determinazione di $f_{vw,d}$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0.80 \times 1.25} = 207.8 \text{ MPa}$$

Esempio



2 - Verifica

$$F_{v,Sd} = \frac{N_{Ed}}{n_c} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} < a L f_{vw,d} = \frac{3 \times 80 \times 207.8}{10^3} = 49.9 \text{ kN}$$

$$f_{vw,d} = 207.8 \text{ MPa}$$

Il collegamento è verificato

Verifica di cordoni di saldatura (se si usa l'ellissoide di rotazione)

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

Questo metodo è più complesso perché richiede la valutazione delle diverse componenti di tensione sulla sezione di gola.