

Corso di aggiornamento

Calcolo agli stati limite e normativa sismica parte seconda

Teramo, 9 febbraio - 3 marzo 2007

Coordinatore scientifico: Aurelio Ghersi

Organizzazione del corso

- Normativa sismica ed applicazioni su:
 - edifici in acciaio 3 lezioni
 - Edifici in muratura 2 lezioni
- Sistemi innovativi di protezione sismica ed isolamento alla base 1 lezione
- Edifici esistenti:
 - Parte generale 1 lezione
 - Edifici in cemento armato 1 lezione
 - Edifici in muratura 1 lezione
- Terreni fondazioni ed opere di sostegno 2 lezioni
- Ponti 2 lezioni

Corso di aggiornamento

Progetto e verifica di sezioni in acciaio e di collegamenti secondo l'Eurocodice 3

Teramo, 9 febbraio 2007

Edoardo M. Marino

Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni . . .
cioè evitare il collasso . . .
Verifica allo stato limite ultimo (SLU)
- Rimanere adatta all'uso . . .
ovvero limitare le deformazioni . . .
Verifica allo stato limite di servizio (SLE)

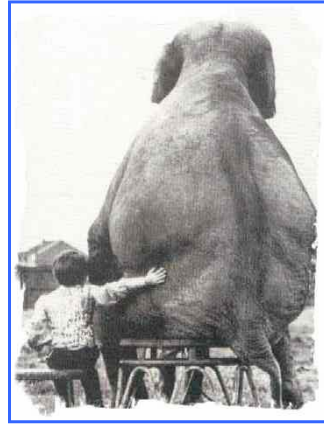
Verifica allo stato limite ultimo



Stato limite di servizio

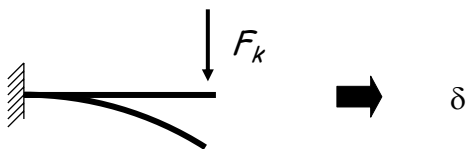


Stato limite ultimo



Verifica allo stato limite di servizio

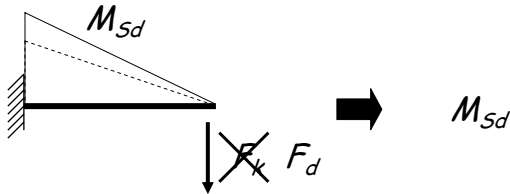
La verifica consiste nel calcolare gli spostamenti prodotti dai carichi caratteristici



e controllare che siano inferiori al valore massimo consentito dalle norme

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione prodotte da azioni maggiorate

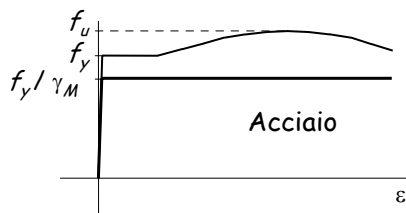


e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

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}



Coefficienti di sicurezza per i carichi

Verifiche allo stato limite ultimo

$\gamma_G = 1.4$ Carichi permanenti

$\gamma_Q = 1.5$ Carichi variabili

Verifiche allo stato limite di servizio

$\gamma_G = 1.0$ Carichi permanenti

$\gamma_Q = 1.0$ Carichi variabili

Coefficienti di sicurezza per la resistenza

Resistenza delle membrane

$\gamma_{M0} = 1.05$ Resistenza plastica

$\gamma_{M1} = 1.05$ Resistenza all'instabilità

$\gamma_{M2} = 1.20$ Resistenza ultima delle sezioni indebolite

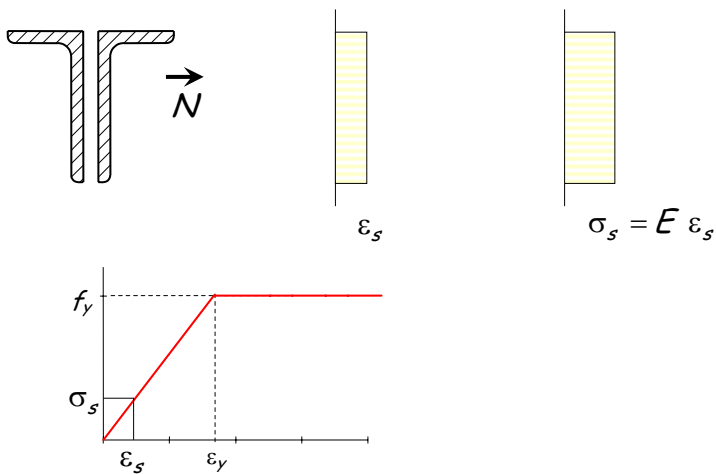
Resistenza dei collegamenti

$\gamma_{Mb} = 1.35$ Resistenza dei collegamenti bullonati

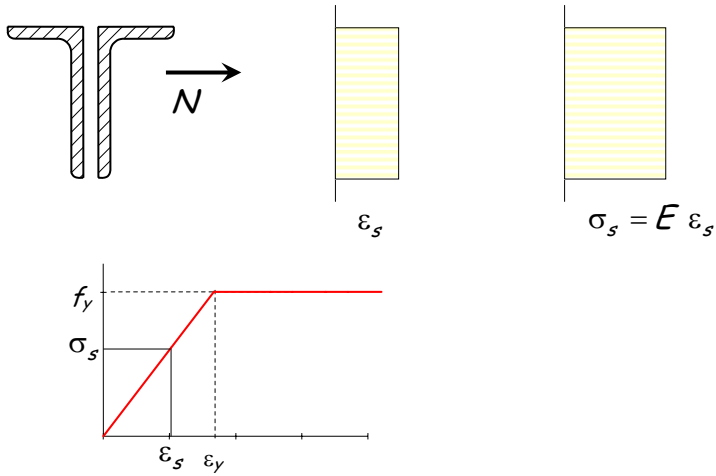
$\gamma_{Mw} = 1.35$ Resistenza dei collegamenti saldati

Sforzo normale - Trazione

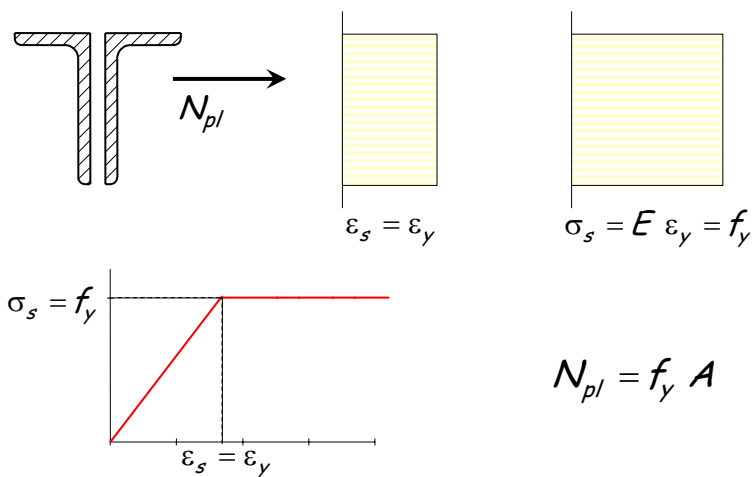
Comportamento ultimo



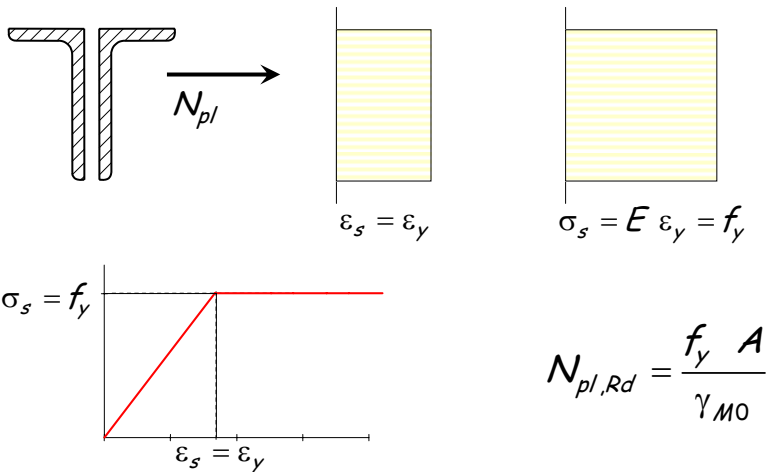
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

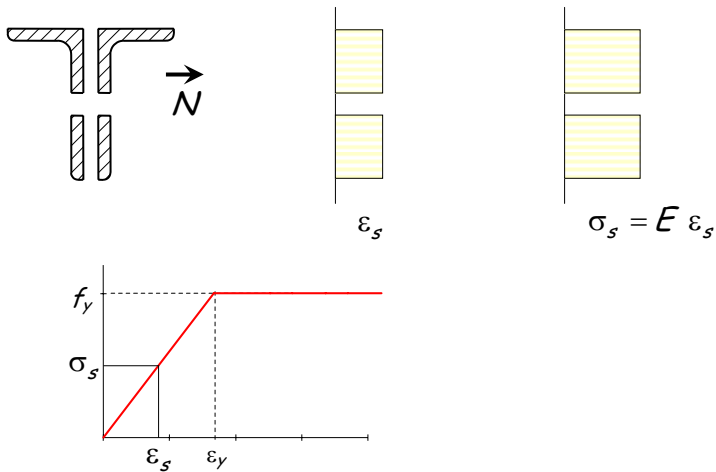


Resistenza plastica della sezione

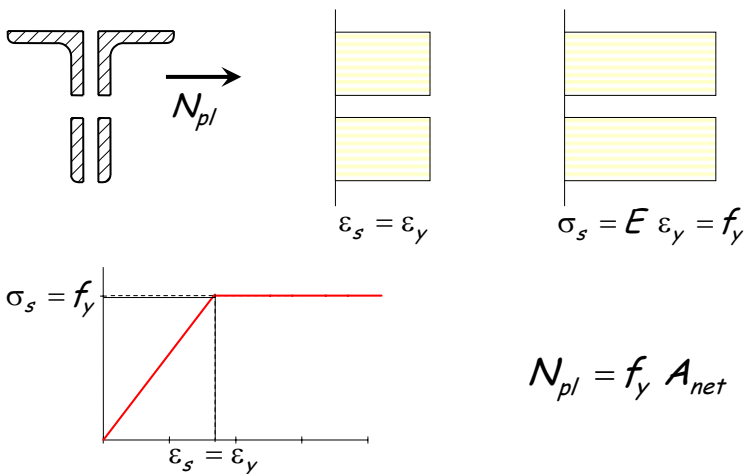


E se l'asta presenta sezioni indebolite?
(presenza di fori, intagli, ecc.)

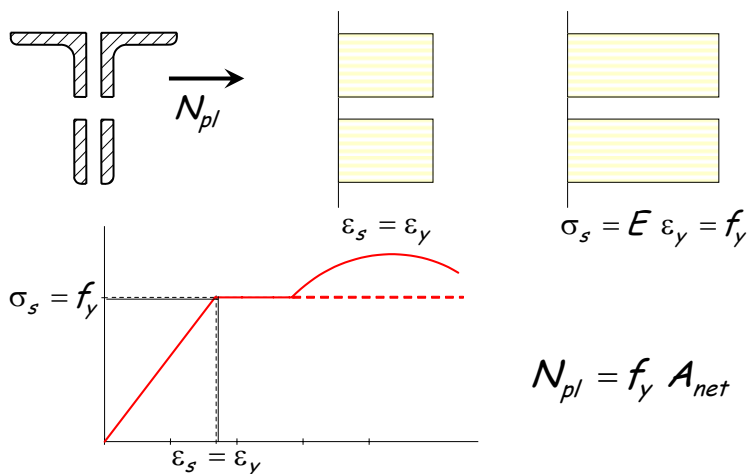
Comportamento ultimo della sezione indebolita



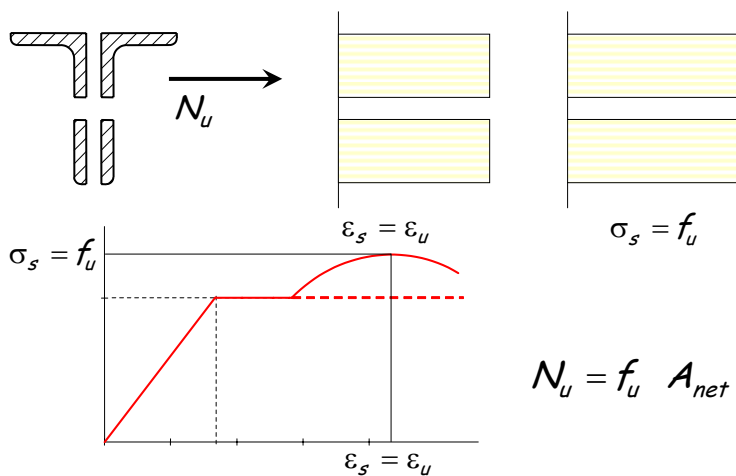
Comportamento ultimo della sezione indebolita



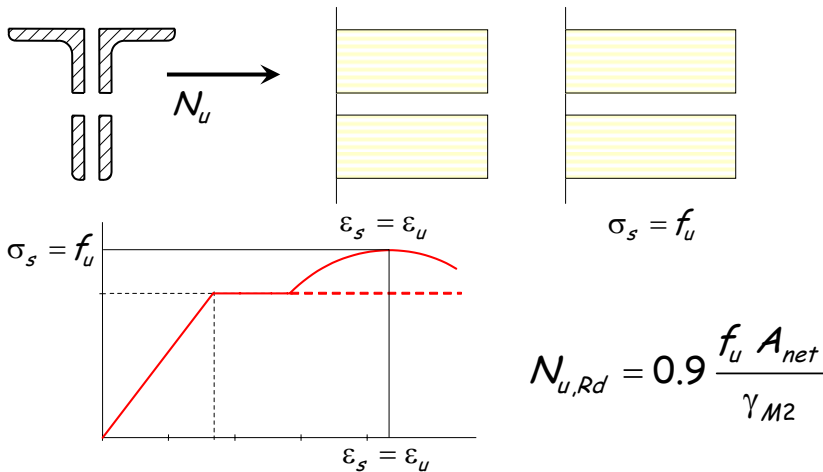
Comportamento ultimo della sezione indebolita



Comportamento ultimo della sezione indebolita



Resistenza ultima della sezione indebolita



Verifica - stato limite ultimo

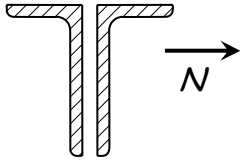
La resistenza a trazione di un'asta è pari al minore tra i valori della resistenza plastica della sezione piena e della resistenza ultima della sezione indebolita.

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

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

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

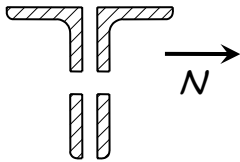
Verifica - tensioni ammissibili



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

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

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

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

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

$$160$$

$$160 \times 1.45 = 232$$

$$160 \times 1.45 = 232$$

SLU

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

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

$$235 / 1.05 = 224$$

$$0.9 \times 360 / 1.2 = 270$$

Acciaio Fe 360

Verifica - confronto

Sezione piena

Sezione indebolita

TA $N_{\max} = \overline{\sigma}_s A$

$$240$$
$$240 \times 1.45 = 348$$

$$N_{\max} = \overline{\sigma}_s A_{\text{net}}$$
$$240 \times 1.45 = 348$$

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

$$355 / 1.05 = 338$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} A_{\text{net}}$$
$$0.9 \times 510 / 1.2 = 383$$

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.

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

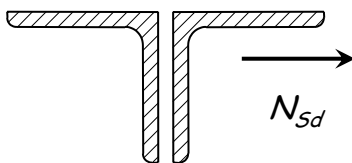
- 2 - Si sceglie il profilato.

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

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

Esempio

Dati:



$$N_{Sd} = 339 \text{ kNm}$$

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

- 1 - Determinazione dell'area necessaria.

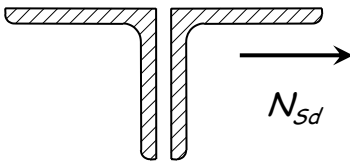
$$A = \frac{\gamma_{M0} N_{Sd}}{f_y} = \frac{339.9 \times 10^3}{235/1.05} = 1518 \text{ mm}^2$$

- 2 - Scelta della sezione.

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

Esempio

Dati:



$$N_{Sd} = 339 \text{ kNm}$$

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

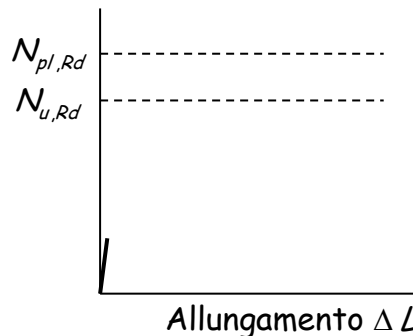
3 - Verifica della sezione indebolita.

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

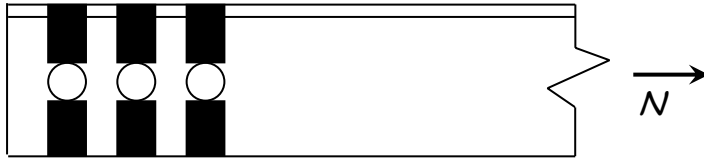
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 360 \times 1530}{1.20 \times 10^3} = 413.1 \text{ kN} > N_{Sd}$$

Anche la sezione indebolita è verificata

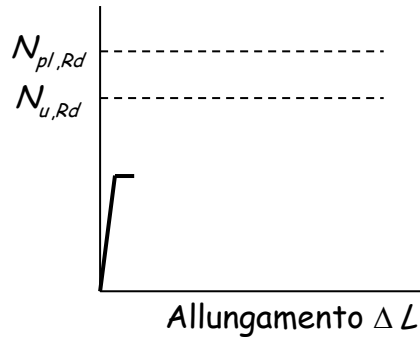
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



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



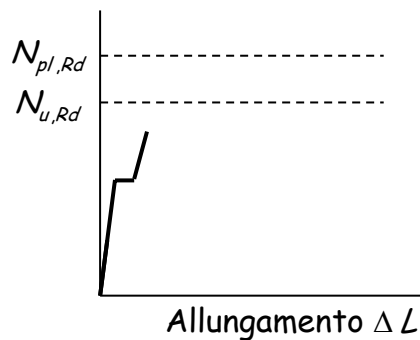
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



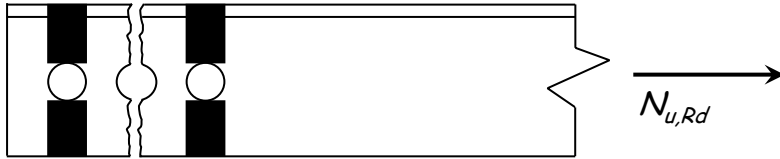
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

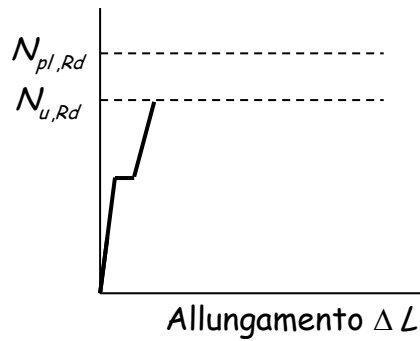


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$

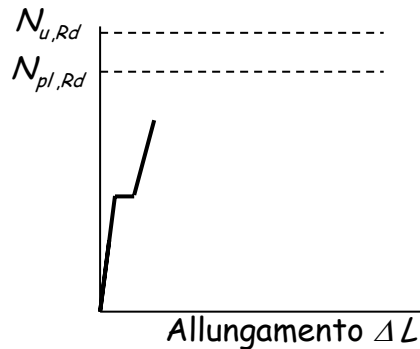


- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Rottura della sezione più debole

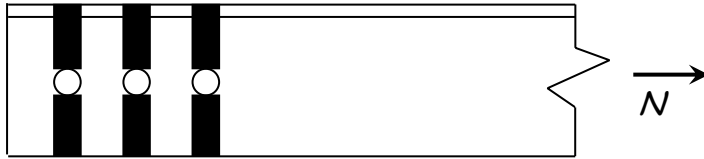
L'asta è fragile



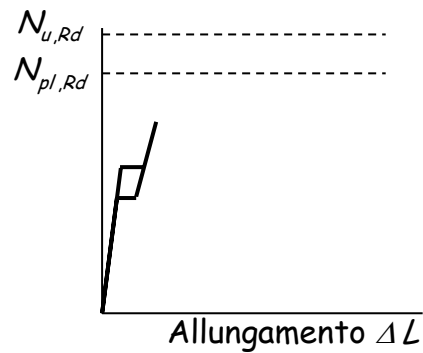
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



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



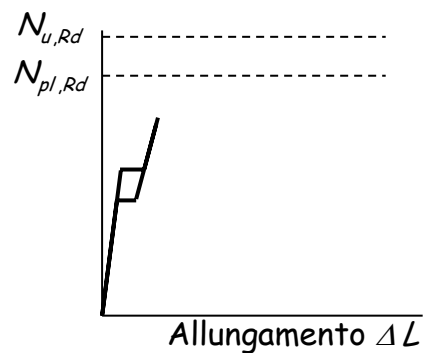
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



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



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

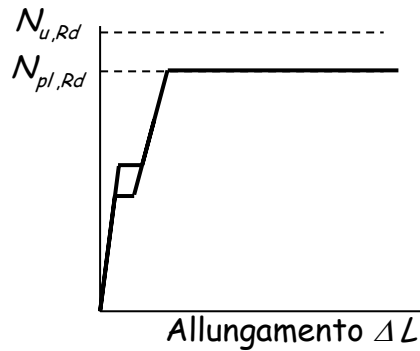


Duttività di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



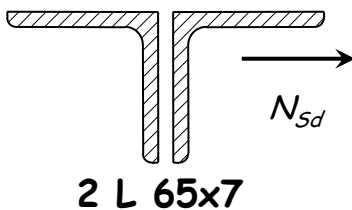
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Plasticizzazione della sezione piena

L'asta è duttile



Esempio - verifica di duttilità

Dati:



$$N_{Sd} = 339 \text{ kNm}$$

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

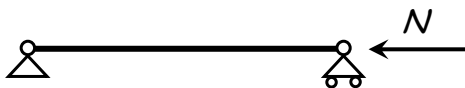
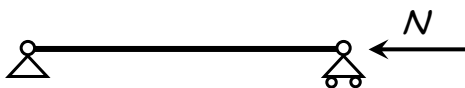
$$N_{u,Rd} = 413.1 \text{ kN}$$

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

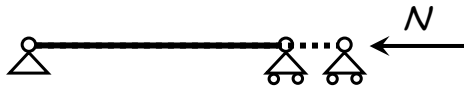
L'asta è duttile

Sforzo normale - Compressione

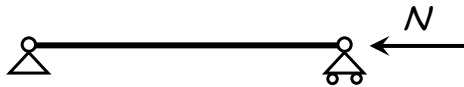
Modalità di collasso di aste compresse



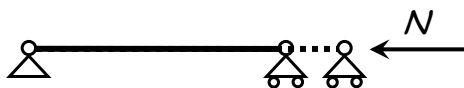
Modalità di collasso di aste compresse



Plasticizzazione della
sezione trasversale
dell'asta



Modalità di collasso di aste compresse

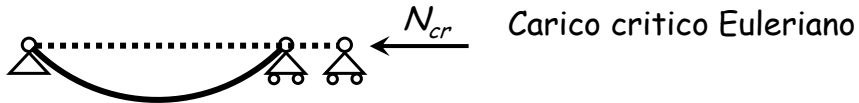


Plasticizzazione della
sezione trasversale
dell'asta



Instabilità laterale
dell'asta

Comportamento ultimo di un'asta ideale



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

I = momento d'inerzia della sezione

l_0 = lunghezza libera d'inflessione

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

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

λ = snellezza dell'asta

Comportamento ultimo di un'asta ideale

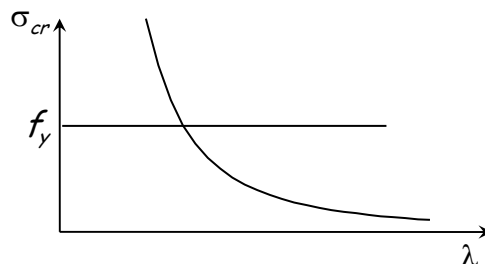
$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico



Verifica di un'asta ideale

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

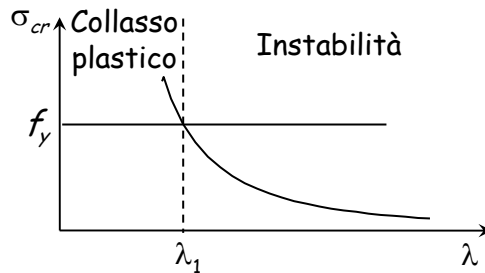
Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico

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



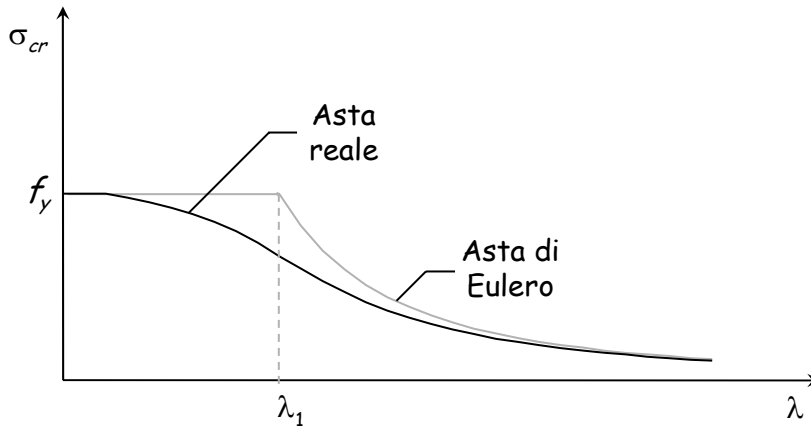
Aste reali

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

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

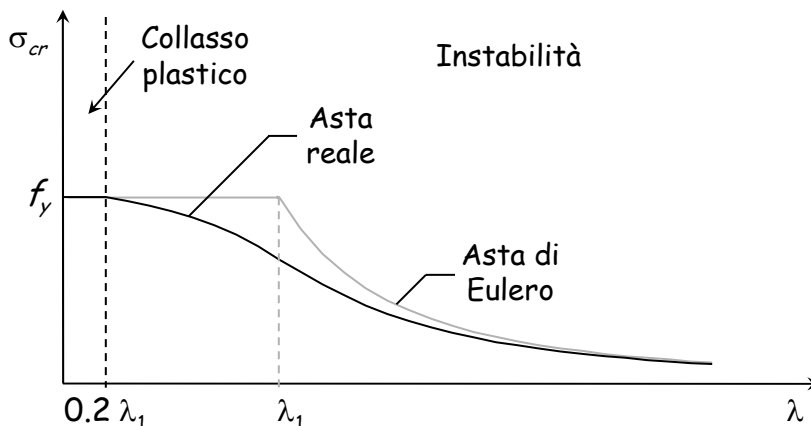
Comportamento delle aste reali

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



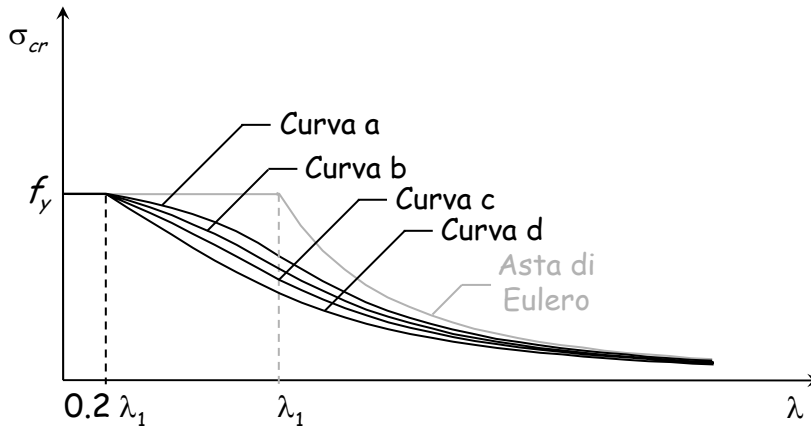
Comportamento delle aste reali

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



Comportamento delle aste reali

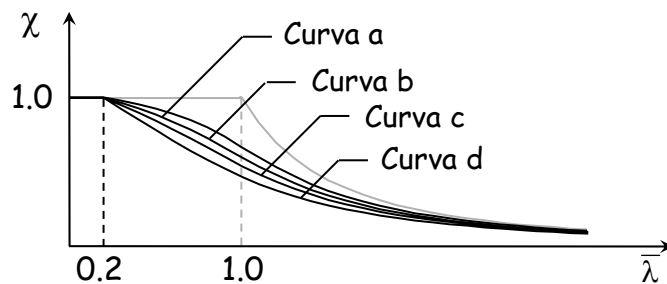
Il comportamento dipende dal tipo di profilato.
L'Eurocodice 3 distingue 4 curve di stabilità.



Verifica - stato limite ultimo

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

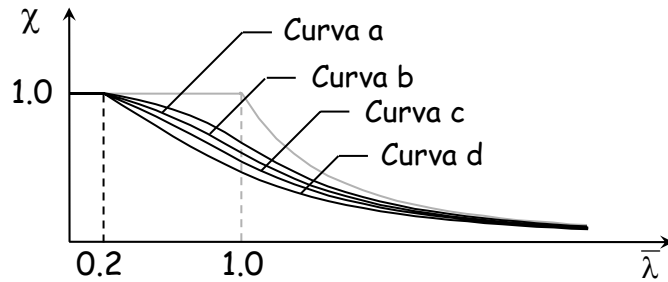
$$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \leq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - stato limite ultimo

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} \quad \text{Resistenza all'instabilità}$$

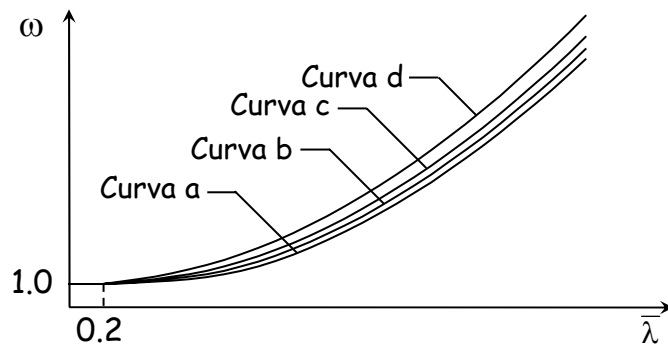
$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

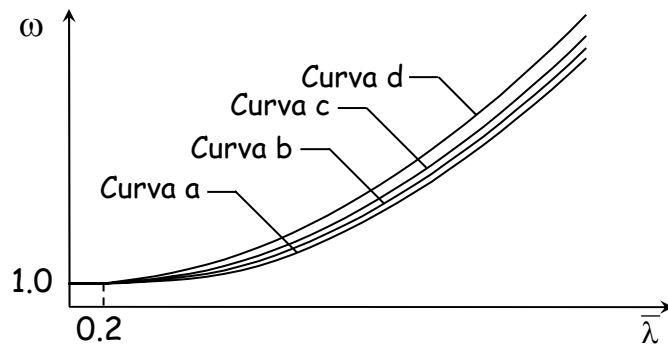
$$\omega = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

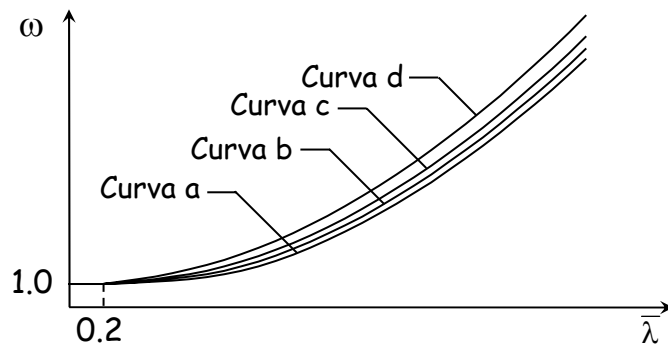
$$\omega = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

$$N \leq N_{\max}$$



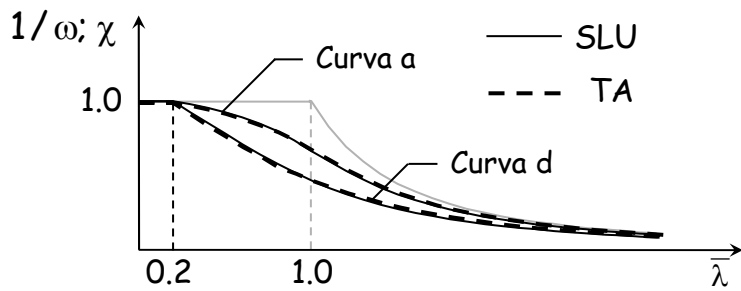
Verifica - confronto

TA

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

SLU

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



Verifica - confronto

TA

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

160

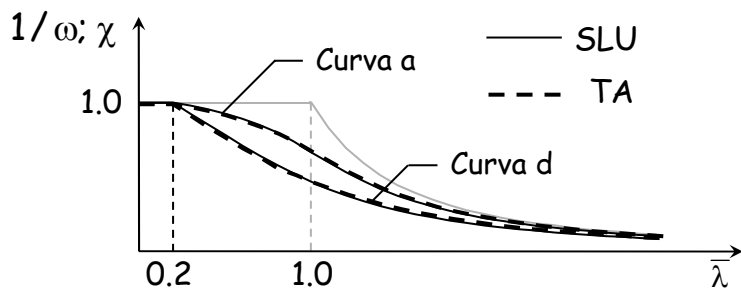
$$160 \times 1.45 = 232$$

SLU

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

$$235 / 1.05 = 224$$

Acciaio Fe 360



Verifica - confronto

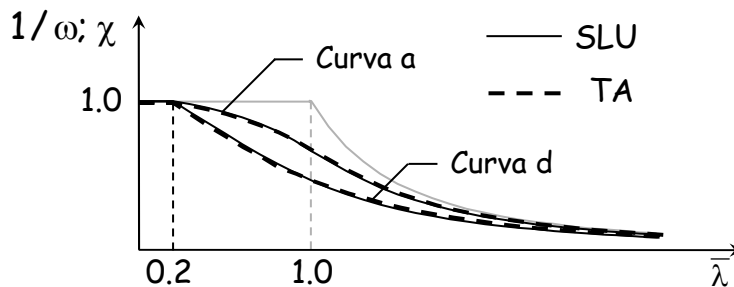
$$N_{\max} = \frac{1}{\omega} \frac{\bar{\sigma}}{A}$$

$$240 \times 1.45 = 348$$

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

$$355 / 1.05 = 338$$

Acciaio Fe 510



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.

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

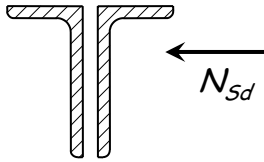
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 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:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

1 - Determinazione dell'area necessaria

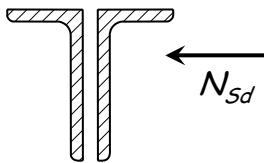
$$\chi = 0.6 \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Sd}}{\chi f_y / \gamma_{M1}} = \frac{342.9 \times 10^3}{0.6 \times 235 / 1.05} = 2554 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione

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

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

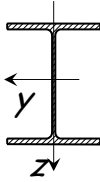
Coppia di profili $i_{cp} = 23.9 \text{ mm}$ $\lambda_{cp} = \frac{l_0}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$

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

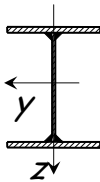
$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_{cp}^2 + \lambda_{sp}^2} = 84.2$$

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

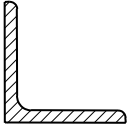
Scelta della curva di instabilità

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 z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1.2$:		
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d

Scelta della curva di instabilità

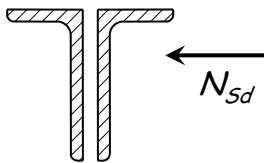
Sezione trasversale	Limiti	Intorno all'asse	Curva di instabilità
Sezioni saldate ad I 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d

Scelta della curva di instabilità

Sezione trasversale	Limiti	Intorno all'asse	Curva di instabilità
Angolari 	nessuno	tutti	c

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{eq} = 0.91$$

Curva c

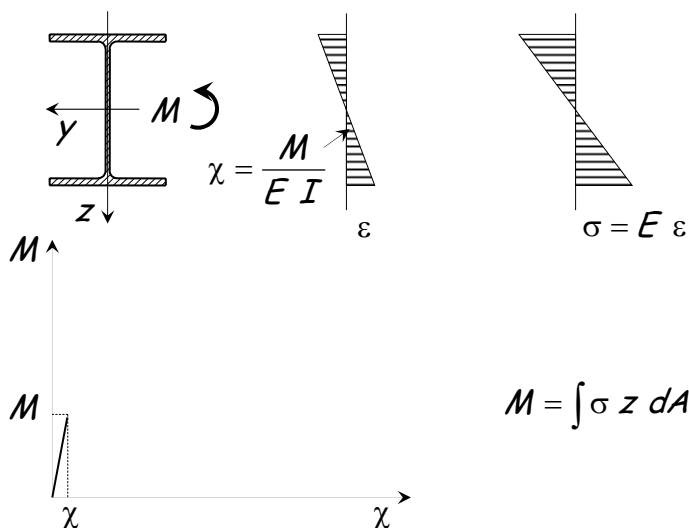


$$\chi = 0.594$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi f_y A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.594 \times 235 \times 2780}{1.05 \times 10^3} = 369.6 \text{ kN} \geq N_{Sd}$$

Flessione

Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

The diagram illustrates the ultimate behavior of a beam section. It shows a cross-section of an I-beam under a bending moment M_{el} . The corresponding strain distribution is linear, with maximum strains $-\epsilon_y$ and ϵ_y at the top and bottom fibers, respectively. The stress distribution is also linear, with maximum stresses $-f_y$ and f_y at the top and bottom fibers, respectively. The relationship between the bending moment M and the curvature χ is shown, indicating that the moment is constant at M_{el} for curvature values greater than χ_{el} .

The ultimate bending moment is given by:

$$M_{el} = \int \sigma z dA = W_{el} f_y$$

The plastic section modulus is given by:

$$W_{el} = \frac{I}{h/2}$$

where h is the height of the section.

h = altezza sezione

Comportamento ultimo

The diagram illustrates the ultimate behavior of a beam under bending moment. It consists of four parts:

- Top Left:** A cross-section of an I-beam with a horizontal y -axis and a vertical z -axis. A curved arrow indicates a bending moment M applied to the section.
- Top Middle:** A linear strain distribution across the height of the beam. The top fiber is in compression with strain $-\epsilon_y$, and the bottom fiber is in tension with strain ϵ_y . The curvature of the beam is denoted by χ .
- Top Right:** A non-linear stress distribution across the height of the beam. The top fiber is in compression with stress $-f_y$, and the bottom fiber is in tension with stress f_y . The distribution is shown with horizontal hatching.
- Bottom Left:** A graph of the bending moment M versus the curvature χ . The curve shows an initial linear elastic region followed by a non-linear region that levels off at the ultimate moment M . The yield moment M_{el} is indicated on the vertical axis.

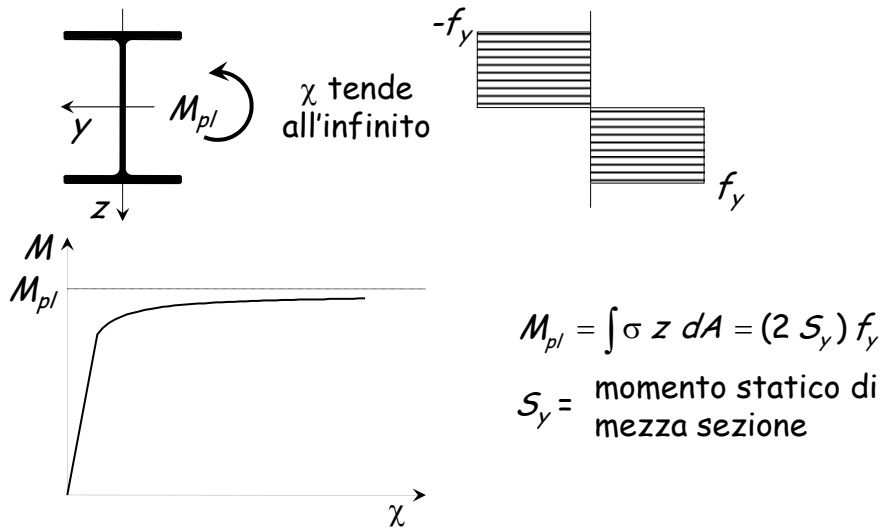
$$M = M_{el} + \Delta M$$

$$\chi = \chi_{el} + \frac{M}{E I_{el}}$$

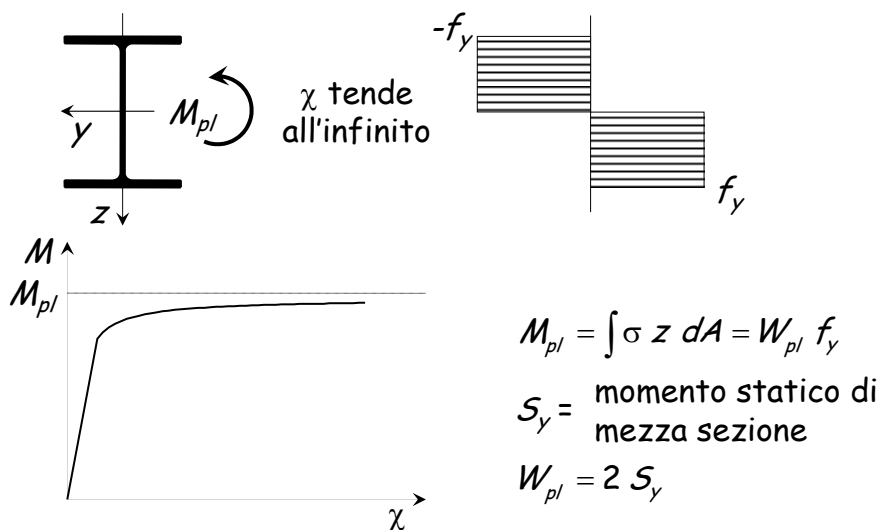
I_{el} = nucleo elastico

I_{el} = nucleo elastico

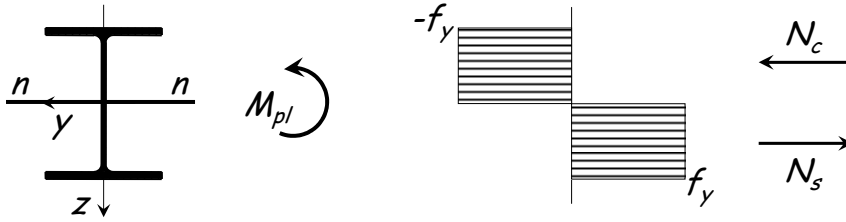
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



Per trovare l'asse neutro:

$$N_c + N_t = 0$$

(equilibrio alla traslazione)



$$A_c = A_t$$

$$N_c = -f_y A_c$$

$$N_t = f_y A_t$$

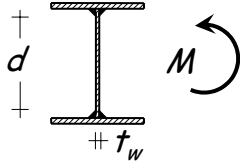
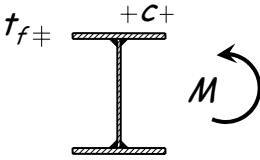
L'asse neutro divide la sezione in due parti di area uguale

Classificazione delle sezioni Profili laminati a doppio T

Anima	Classe	Limite
	1	$d / t_w \leq 72 \varepsilon$
	2	$d / t_w \leq 83 \varepsilon$
	3	$d / t_w \leq 124 \varepsilon$
	4	$d / t_w > 124 \varepsilon$
Flangia	Classe	Limite
	1	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$
	2	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$
	3	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$
	4	$c / t_f > 15 \varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

Classificazione delle sezioni Profili saldati a doppio T

Anima	Classe	Limite
	1	$d / t_w \leq 72 \varepsilon$
	2	$d / t_w \leq 83 \varepsilon$
	3	$d / t_w \leq 124 \varepsilon$
	4	$d / t_w > 124 \varepsilon$
Flangia	Classe	Limite
	1	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$
	2	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$
	3	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$
	4	$c / t_f > 15 \varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

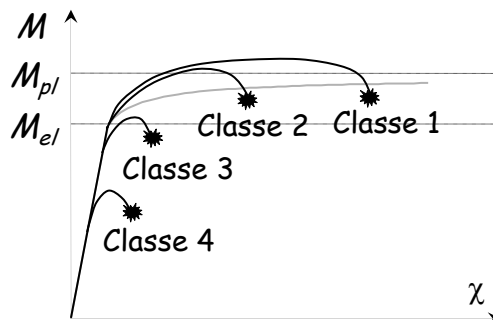
Comportamento di aste reali

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

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

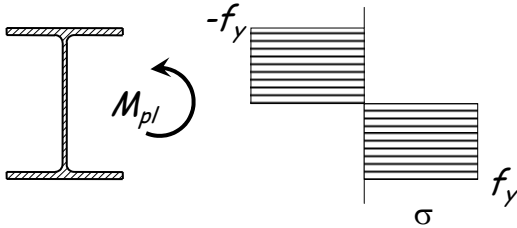
Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$

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



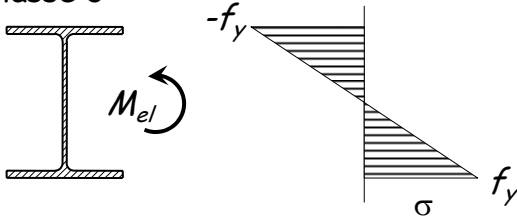
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



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

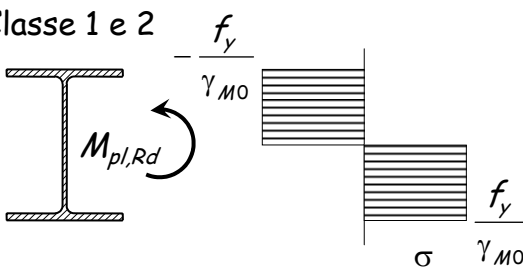
Classe 3



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

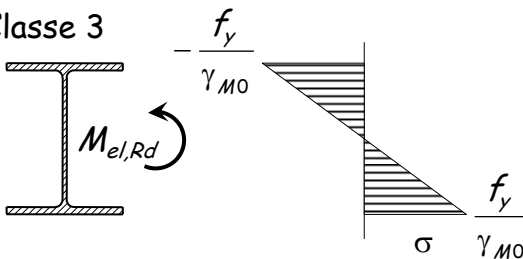
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



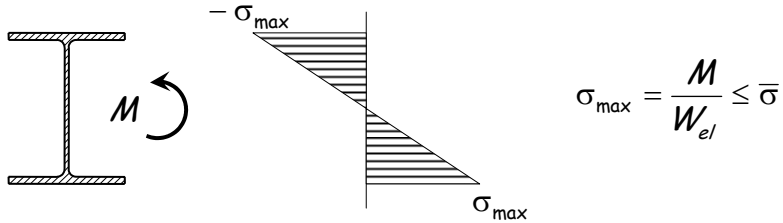
$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Classe 3

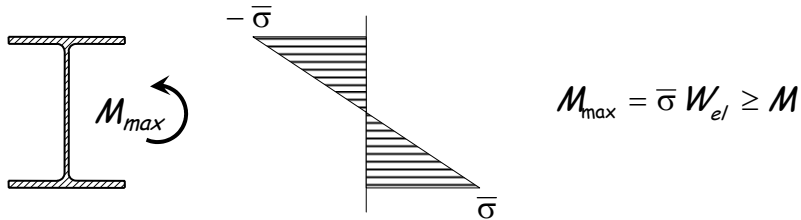


$$M_{Sd} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Verifica - tensioni ammissibili



oppure



Verifica - confronto

Classe 1 e 2

Classe 3

TA

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

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

160

Per sezioni a doppi T

$$160 \times 1.45 = 232$$

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

SLU

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

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

$$232 / 1.05 = 224$$

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.

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

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

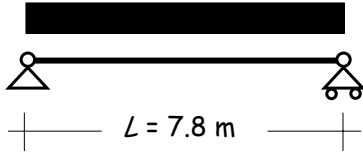
3 - Si sceglie il profilato.

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 kNm

1 - Classe della sezione.

Suppongo che la sezione appartenga alla classe 1 o 2.

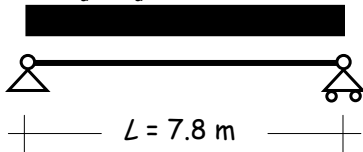
2 - Determinazione del modulo plastico.

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

Esempio

Dati:

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



Acciaio

Fe360

Sezione

serie HEA

M_{Sd}

19.5 kNm

W_{pl}

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

3 - Scelta della sezione.

Uso **1 HEA120**

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

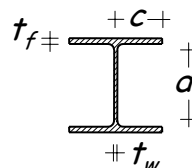
$$W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$$

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

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

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

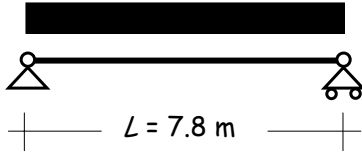
$$t_f = 8 \text{ mm}$$



Esempio

Dati:

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



Acciaio

Fe360

Sezione

serie HEA

M_{sd}

19.5 kNm

W_{pl}

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

4 - Determinazione della classe della sezione.

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

Flangia: $\frac{c}{t_f} = \frac{60}{8} = 7.5 \leq 10 \quad \varepsilon = 10$

La sezione è realmente di classe 1

Stati limite di servizio

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

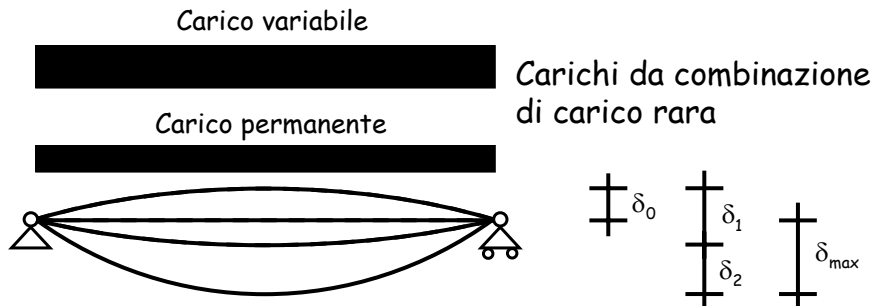
Vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

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

Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di servizio?

Verifica sugli spostamenti

Verifica sugli spostamenti Calcolo degli spostamenti



Verifica sugli spostamenti Valori massimi di spostamento

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	

Progetto - stato limite di servizio

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

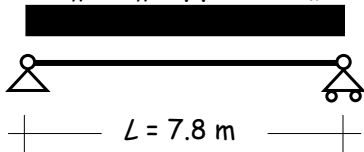
$$\delta_{\max} \leq (\delta_{\max})_{\limite} \quad \Rightarrow \quad I \text{ momento d'inerzia.}$$
$$\delta_2 \leq (\delta_2)_{\limite}$$

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

1 - Calcolo del momento d'inerzia

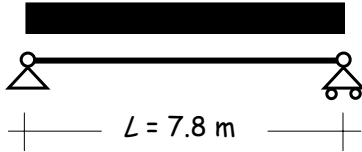
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200}$$

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

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

1 - Calcolo del momento d'inerzia

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

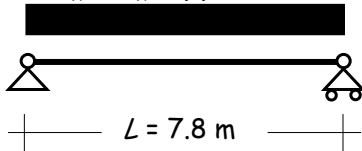
$$I \geq \frac{1250 Q_k L^3}{384 E} = \frac{1250}{384} \frac{1.54 \times 7800^3 \times 10^{-4}}{210000} = 1133 \text{ cm}^4$$

~~Uso 1 HEA120? $I = 606 \text{ cm}^4$~~

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

1 - Calcolo del momento d'inerzia

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

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

Uso 1 HEA160

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

FINE

Tratta da:

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

E.M. Marino

ultimo aggiornamento

9/02/2007