

Corso di aggiornamento

Calcolo agli stati limite e normativa sismica parte seconda

Teramo, 9 febbraio - 3 marzo 2007

Coordinatore scientifico: Aurelio Ghersi

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)

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

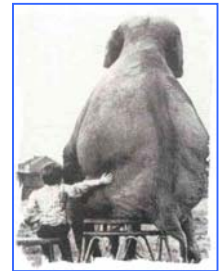
Verifica allo stato limite ultimo



Stato limite di servizio



Stato limite ultimo



Corso di aggiornamento

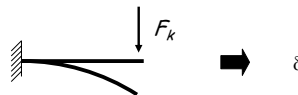
Progetto e verifica di sezioni in acciaio e di collegamenti secondo l'Eurocodice 3

Teramo, 9 febbraio 2007

Edoardo M. Marino

Verifica allo stato limite di servizio

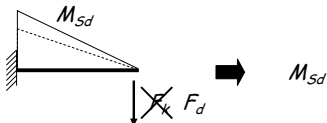
La verifica consiste nel calcolare gli spostamenti prodotti dai carichi caratteristici



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

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

Coefficienti di sicurezza per la resistenza

Resistenza delle membrature

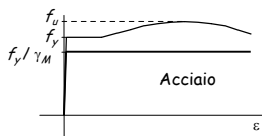
| | |
|----------------------|--|
| $\gamma_{M0} = 1.05$ | Resistenza plastica |
| $\gamma_{M1} = 1.05$ | Resistenza all'instabilità |
| $\gamma_{M2} = 1.20$ | Resistenza ultima delle sezioni indebolite |

Resistenza dei collegamenti

| | |
|----------------------|---------------------------------------|
| $\gamma_{Mb} = 1.35$ | Resistenza dei collegamenti bullonati |
| $\gamma_{Mw} = 1.35$ | Resistenza dei collegamenti saldati |

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}



Sforzo normale - Trazione

Coefficienti di sicurezza per i carichi

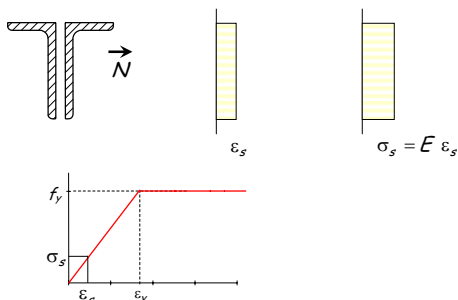
Verifiche allo stato limite ultimo

| | |
|------------------|--------------------|
| $\gamma_G = 1.4$ | Carichi permanenti |
| $\gamma_Q = 1.5$ | Carichi variabili |

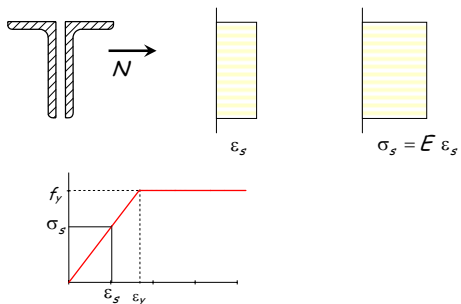
Verifiche allo stato limite di servizio

| | |
|------------------|--------------------|
| $\gamma_G = 1.0$ | Carichi permanenti |
| $\gamma_Q = 1.0$ | Carichi variabili |

Comportamento ultimo

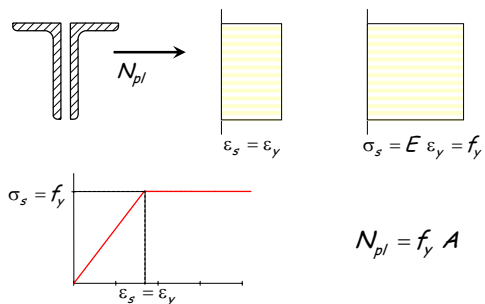


Comportamento ultimo

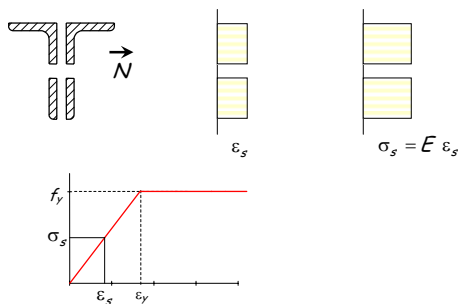


E se l'asta presenta sezioni indebolite?
(presenza di fori, intagli, ecc.)

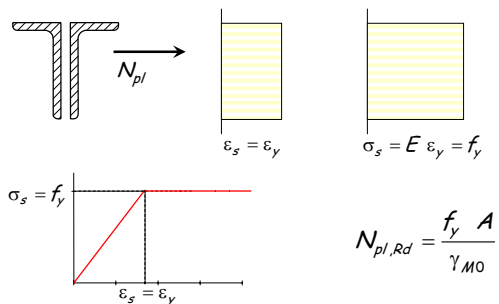
Comportamento ultimo



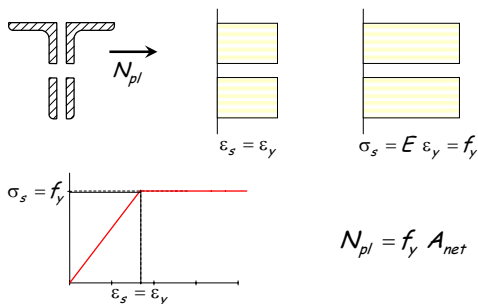
Comportamento ultimo della sezione indebolita



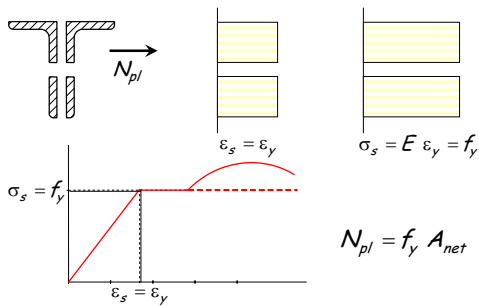
Resistenza plastica della sezione



Comportamento ultimo della sezione indebolita



Comportamento ultimo della sezione indebolita



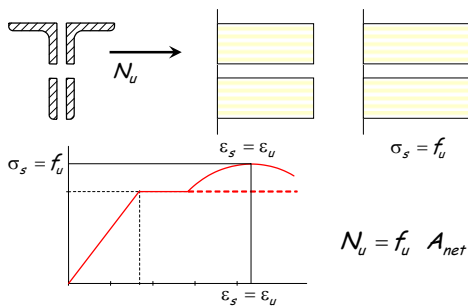
Verifica - stato limite ultimo

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.

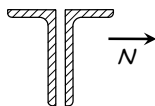
$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$

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

Comportamento ultimo della sezione indebolita



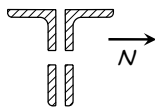
Verifica - tensioni ammissibili



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

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

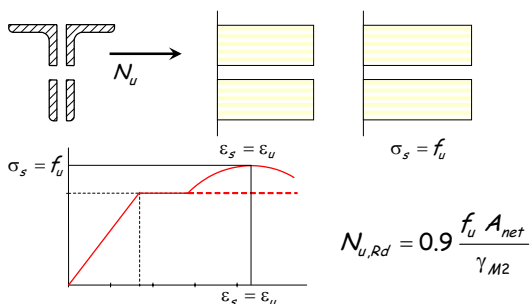
Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite



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

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

Resistenza ultima della sezione indebolita



Verifica - confronto

Sezione piena

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

$$160$$

$$160 \times 1.45 = 232$$

Sezione indebolita

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

$$160 \times 1.45 = 232$$

SLU

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

$$235 / 1.05 = 224$$

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

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

Acciaio Fe 360

Verifica - confronto

Sezione piena

TA $N_{\max} = \frac{\sigma_s}{240} A$
 $240 \times 1.45 = 348$

Sezione indebolita

$N_{\max} = \frac{\sigma_s}{240} A_{het}$
 $240 \times 1.45 = 348$

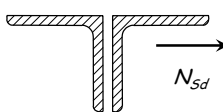
SLU $N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} A$
 $355 / 1.05 = 338$

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

Acciaio Fe 510

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** $A = 1740 \text{ mm}^2$

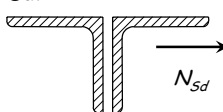
Verifica - commento

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.

Esempio

Dati:



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

3 - Verifica della sezione indebolita.

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

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

Anche la sezione indebolita è verificata

Progetto - stato limite ultimo

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

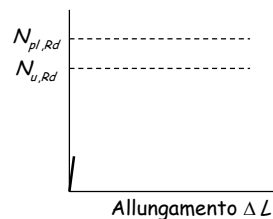
$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{N_{Sd}}{f_y / \gamma_{M0}}$$

2 - Si sceglie il profilato.

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

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

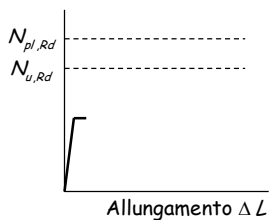
Duttività di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



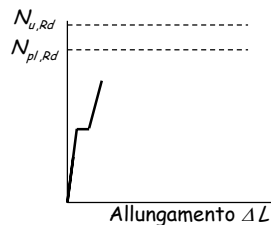
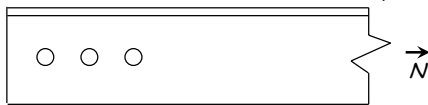
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



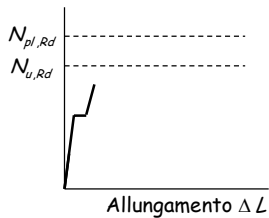
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



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



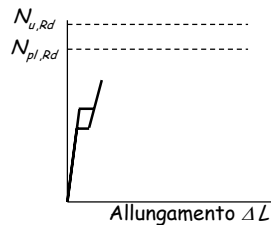
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite



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



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite

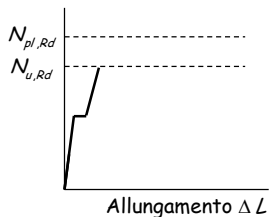


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



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

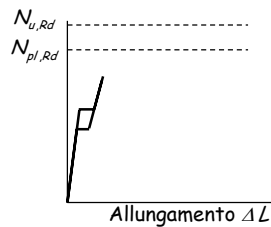
L'asta è fragile



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



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

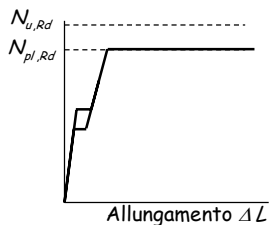


Duttività di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$

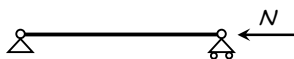
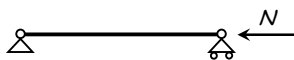


- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Plasticizzazione della sezione piena

L'asta è duttile

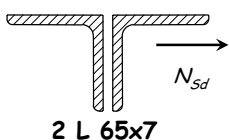


Modalità di collasso di aste compresse



Esempio - verifica di duttilità

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

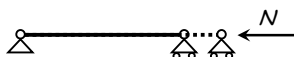
2 L 65x7

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

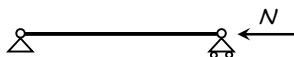
$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1740}{1.05 \times 10^3} = 389.4 \text{ kN} < N_{u,Rd}$$

L'asta è duttile

Modalità di collasso di aste compresse

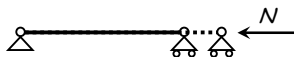


Plasticizzazione della sezione trasversale dell'asta



Sforzo normale - Compressione

Modalità di collasso di aste compresse

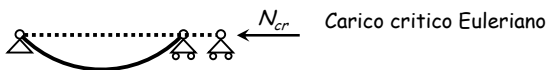


Plasticizzazione della sezione trasversale dell'asta



Instabilità laterale dell'asta

Comportamento ultimo di un'asta ideale



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

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

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

Aste reali

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

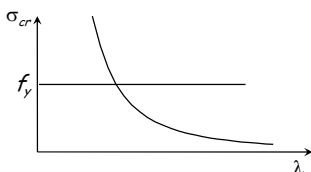
- L'asse dell'asta non è mai perfettamente rettilineo;
- La sezione trasversale dell'asta è sede di tensioni (residue) ancor prima dell'applicazione dei carichi sulla struttura;
- La tensione di snervamento non è costante sulla sezione.

Comportamento ultimo di un'asta ideale

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

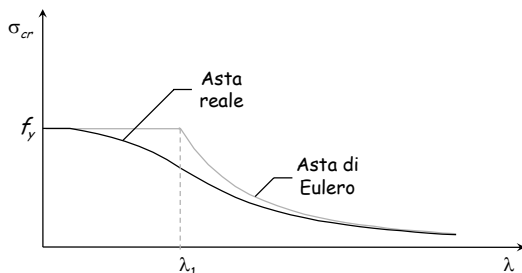
inoltre

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



Comportamento delle aste reali

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



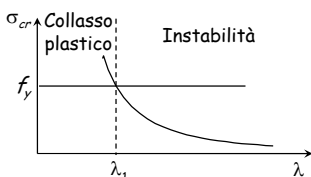
Verifica di un'asta ideale

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

inoltre

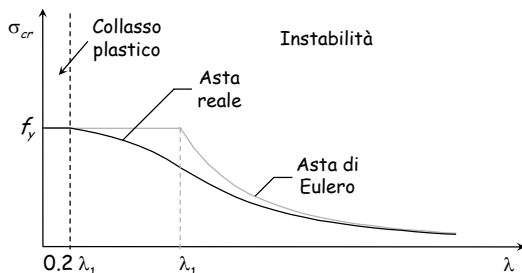
$$\sigma = f_y \quad \text{Collasso plastico}$$

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



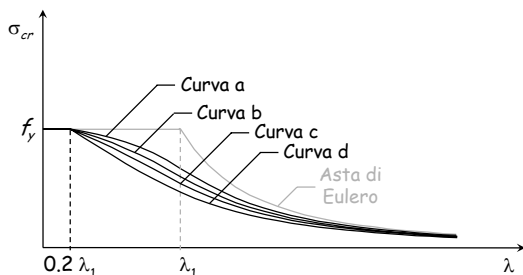
Comportamento delle aste reali

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



Comportamento delle aste reali

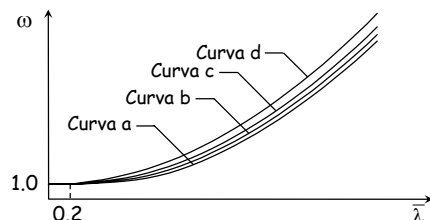
Il comportamento dipende dal tipo di profilato.
L'Eurocodice 3 distingue 4 curve di stabilità.



Verifica - tensioni ammissibili

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

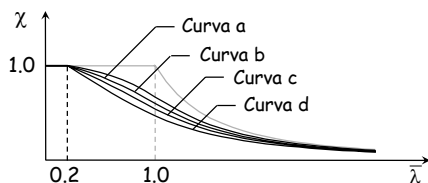
$$\omega = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - stato limite ultimo

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

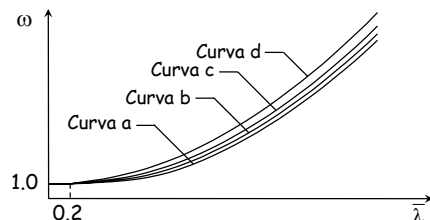
$$\chi = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \leq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

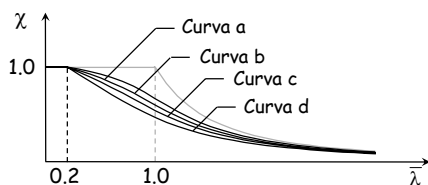
$$\omega = \frac{\bar{\sigma}}{\sigma_{cr}} \geq 1 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - stato limite ultimo

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

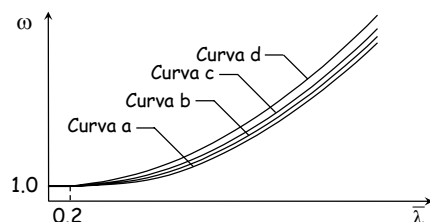
$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

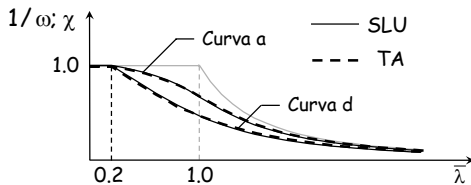
$$N \leq N_{max}$$



Verifica - confronto

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

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



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.

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

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.

Verifica - confronto

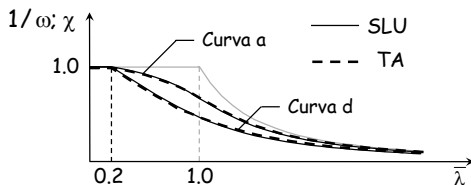
$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A$$

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

$$160 \times 1.45 = 232$$

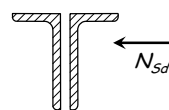
$$235 / 1.05 = 224$$

Acciaio Fe 360



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

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

2 - Scelta della sezione

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

Verifica - confronto

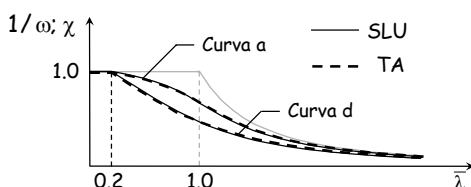
$$N_{max} = \frac{1}{\omega} \bar{\sigma} A$$

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

$$240 \times 1.45 = 348$$

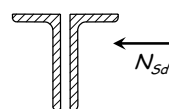
$$355 / 1.05 = 338$$

Acciaio Fe 510



Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

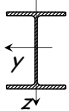
$$\text{Coppia di profili} \quad i_{cp} = 23.9 \text{ mm} \quad \lambda_{cp} = \frac{l_0}{i_{cp}} = \frac{1800}{23.9} = 75.3$$

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

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

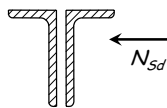
$$\bar{\lambda}_{eq} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_1} = \frac{84.2}{93.0} = 0.91$$

Scelta della curva di instabilità

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

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

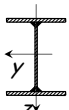
$$\bar{\lambda}_{eq} = 0.91$$

$$\chi = 0.594$$

Curva c


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

Scelta della curva di instabilità

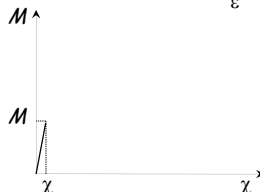
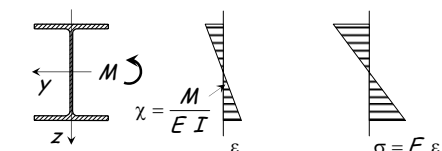
| Sezione trasversale | Limiti | Intorno all'asse | Curva di instabilità |
|---|------------------|------------------------|----------------------|
| Sezioni saldate ad I  | $t_f \leq 40$ mm | y - y z - z | b c |
| | $t_f > 40$ mm | y - y z - z | c d |

Flessione

Scelta della curva di instabilità

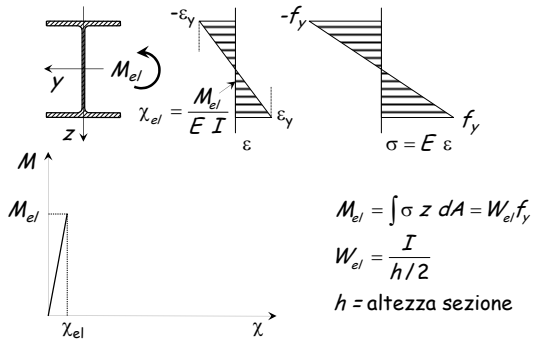
| Sezione trasversale | Limiti | Intorno all'asse | Curva di instabilità |
|---|---------|------------------|----------------------|
| Angolari  | nessuno | tutti | c |

Comportamento ultimo

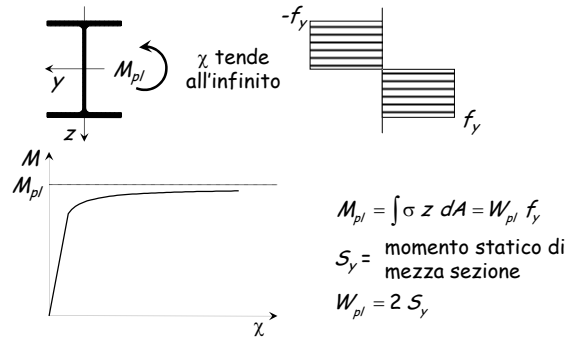


$$M = \int \sigma z dA = E I \chi$$

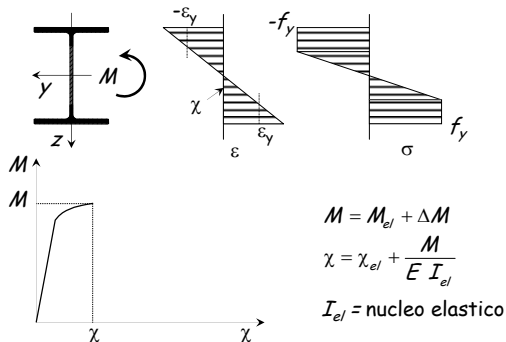
Comportamento ultimo



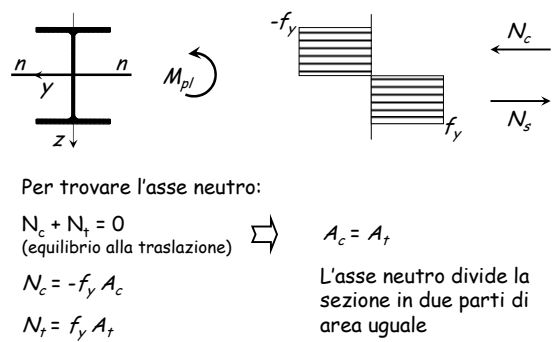
Comportamento ultimo



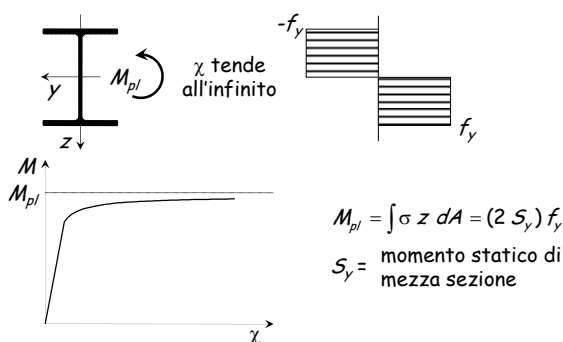
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



Comportamento ultimo



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 | $c / t_f > 15 \varepsilon$ |

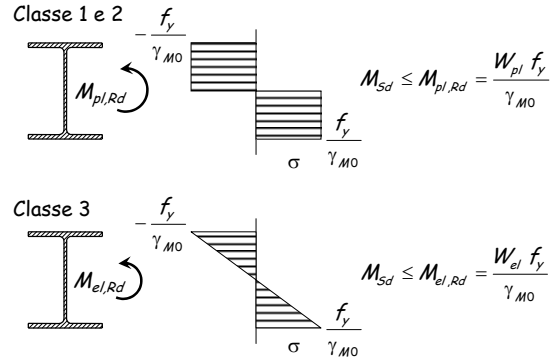
$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

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 | $c / t_f \leq 15 \varepsilon$ |

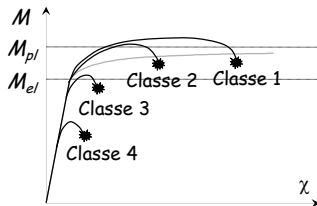
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

Verifica - stato limite ultimo

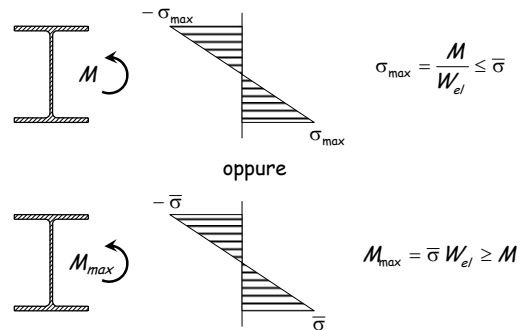


Comportamento di aste reali

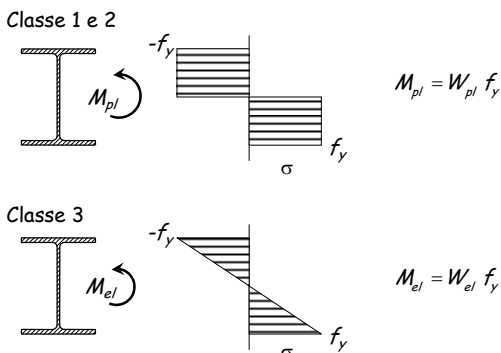
- Classe 1 - M supera M_{pl} e la sezione è molto duttile
- Classe 2 - M supera M_{pl} ma la sezione è meno duttile
- Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$
- Classe 4 - La rottura avviene per $M < M_{el}$



Verifica - tensioni ammissibili



Verifica - stato limite ultimo



Verifica - confronto

| | Classe 1 e 2 | Classe 3 |
|-----|---|--|
| TA | $M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$ | $M_{\max} = \bar{\sigma} W_{el}$ |
| | | 160 |
| | | $160 \times 1.45 = 232$ |
| | Per sezioni a doppi T $W_{pl} \approx 1.15 W_{el}$ | |
| SLU | $M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} W_{pl}$ | $M_{el,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} W_{el}$ |
| | | $235 / 1.05 = 224$ |

Acciaio Fe 360

Verifica - commento

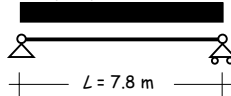
Tenendo conto delle differenze tra i carichi agenti, la resistenza a flessione valutata allo stato limite ultimo è:

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

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

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

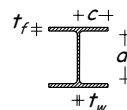
$$W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$$

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

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

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

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



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.

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

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

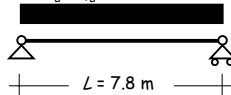
3 - Si sceglie il profilato.

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

4 - Determinazione della classe della sezione.

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

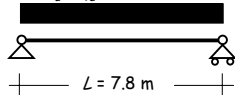
$$\text{Flangia: } \frac{c}{t_f} = \frac{60}{8} = 7.5 \leq 10 \varepsilon = 10$$

La sezione è realmente di classe 1

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.

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

Stati limite di servizio

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

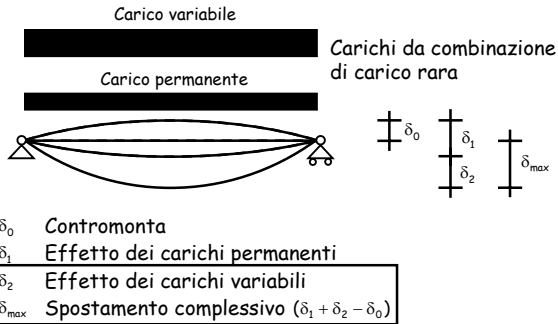
Vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

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

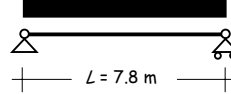
Verifica sugli spostamenti Calcolo degli spostamenti



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

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

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

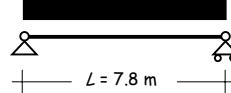
Verifica sugli spostamenti Valori massimi di spostamento

| 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 | |

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

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

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

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

Progetto - stato limite di servizio

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

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

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



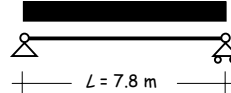
I momento d'inerzia.

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

1 - Calcolo del momento d'inerzia

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

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

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