

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)

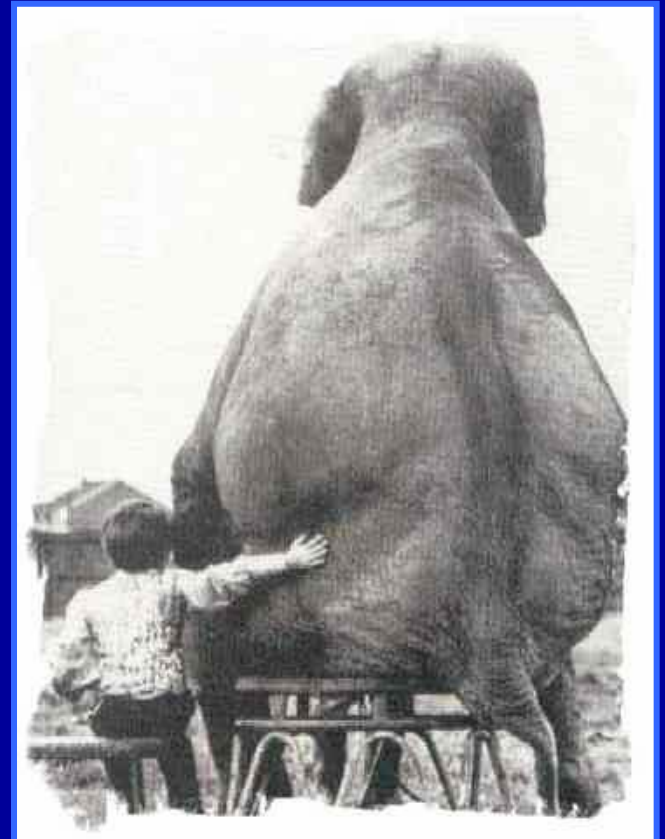
Verifica allo stato limite ultimo



Stato limite di servizio

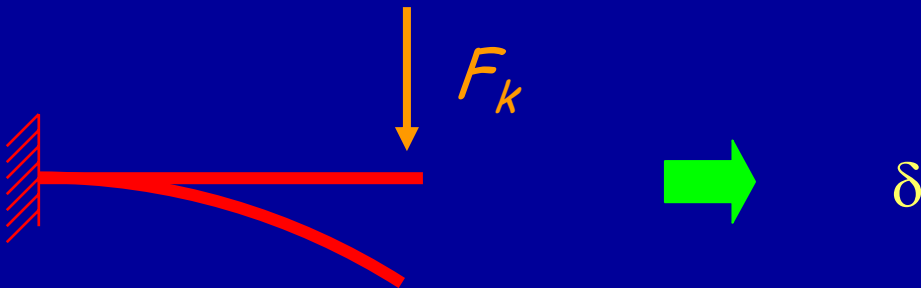


Stato limite ultimo



Verifica allo stato limite di servizio

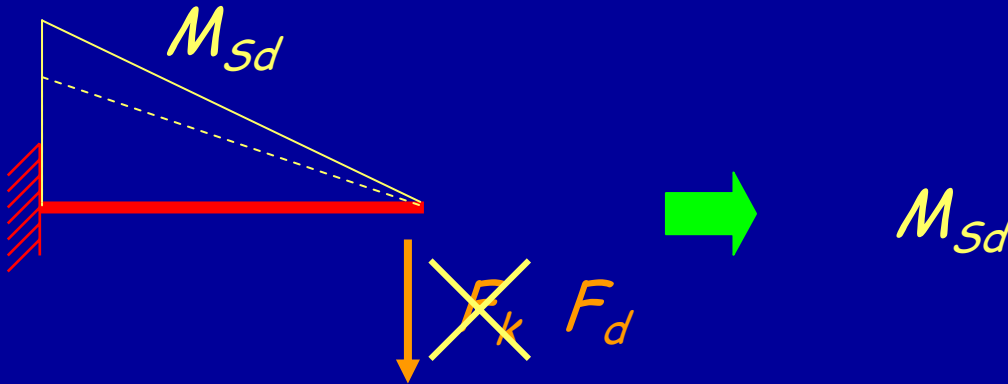
La verifica consiste nel calcolare gli spostamenti prodotti dai carichi caratteristici



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



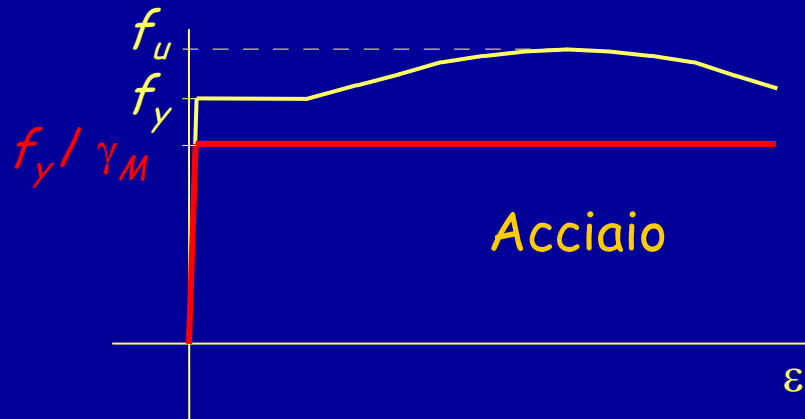
e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta

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

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

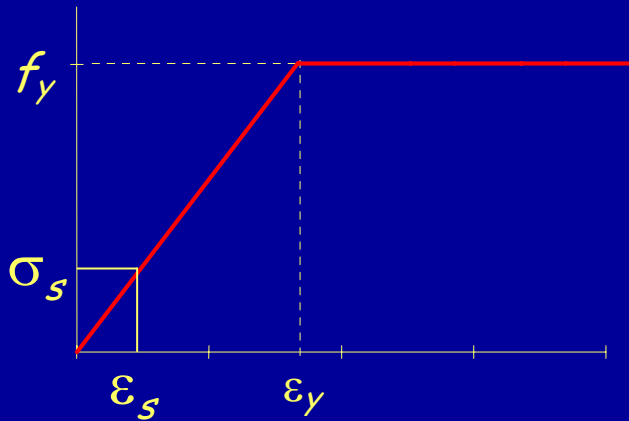
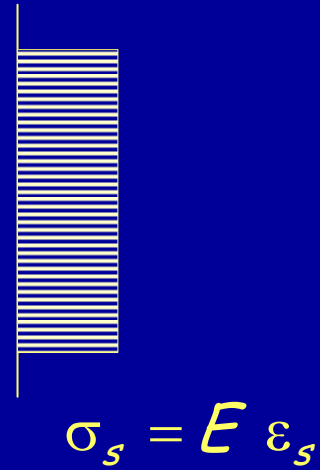
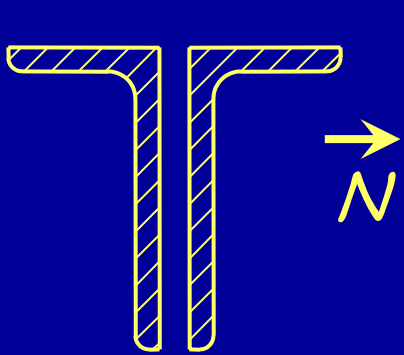
Resistenza dei collegamenti

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

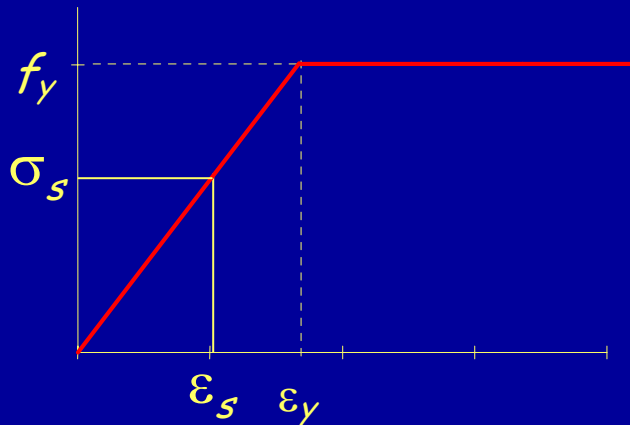
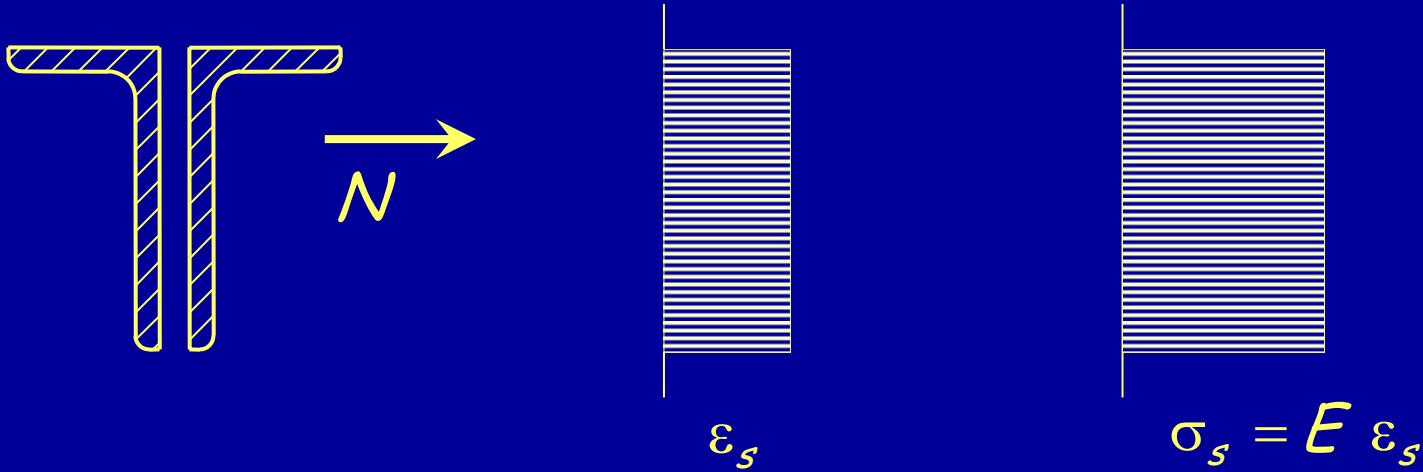
$\gamma_{Mw} = 1.35$ Resistenza dei collegamenti saldati

Sforzo normale - Trazione

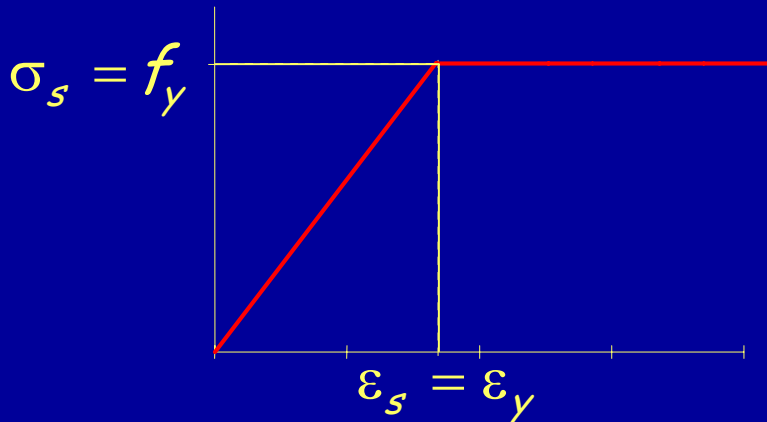
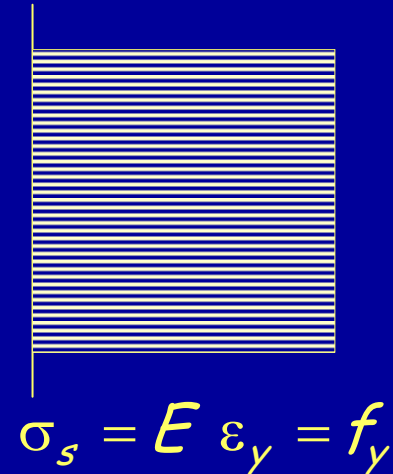
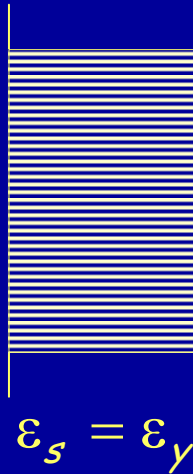
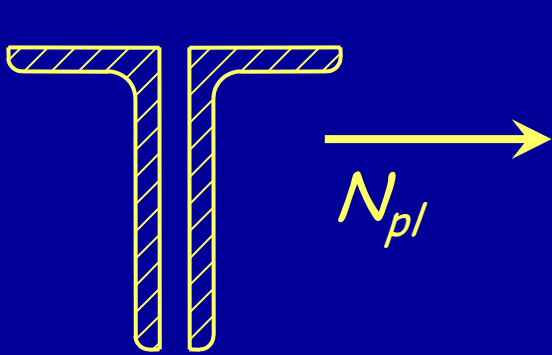
Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

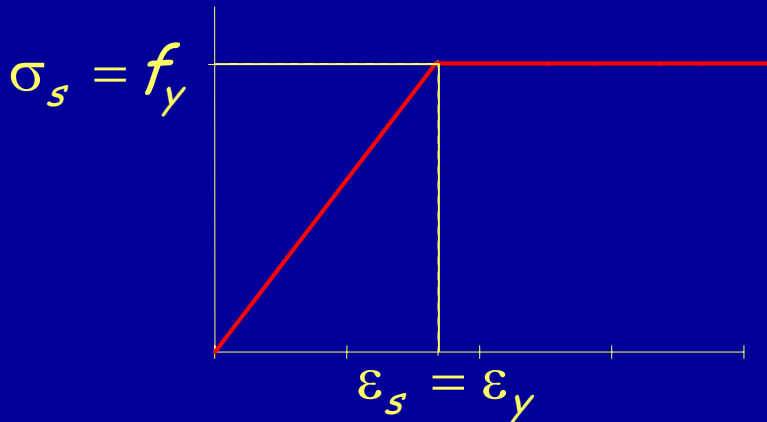
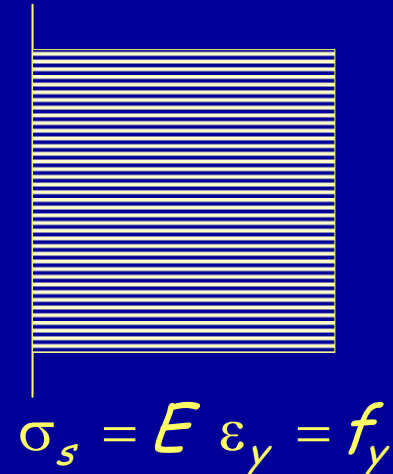
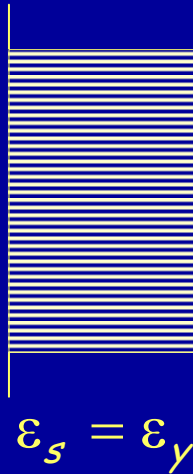
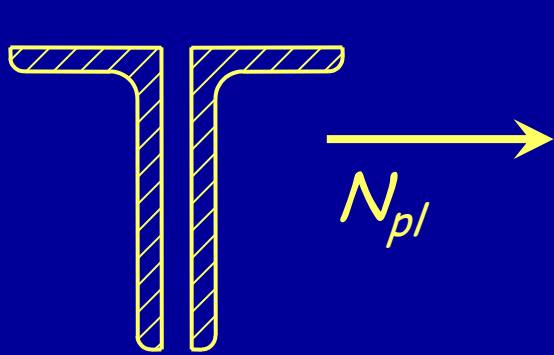


Comportamento ultimo



$$N_{pl} = f_y A$$

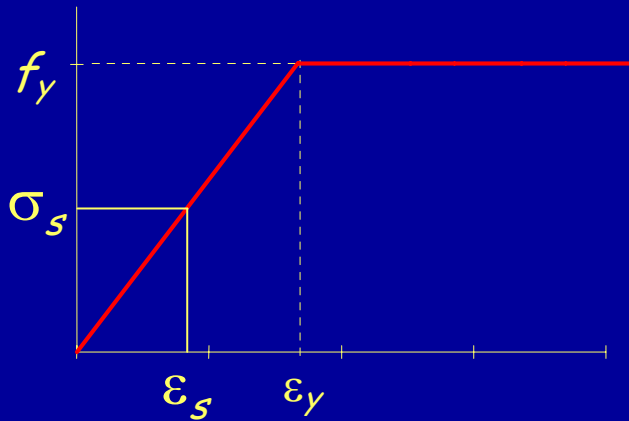
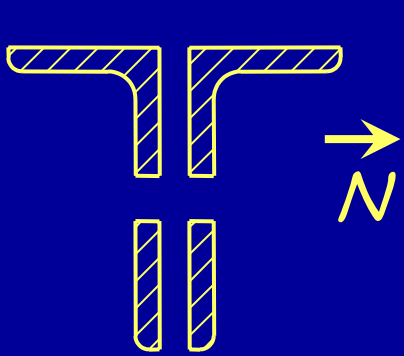
Resistenza plastica della sezione



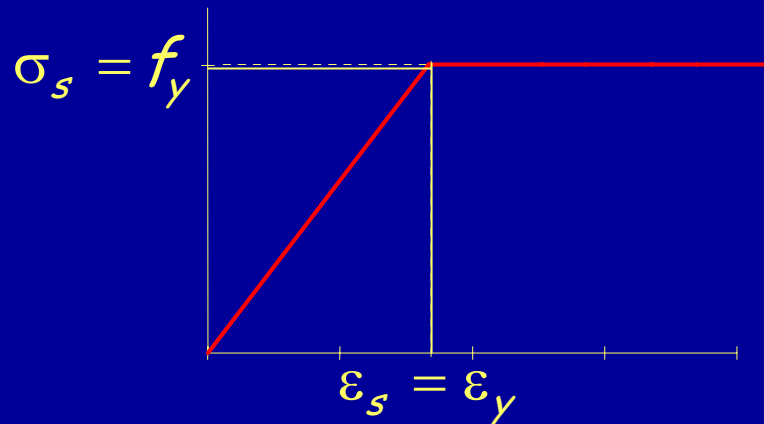
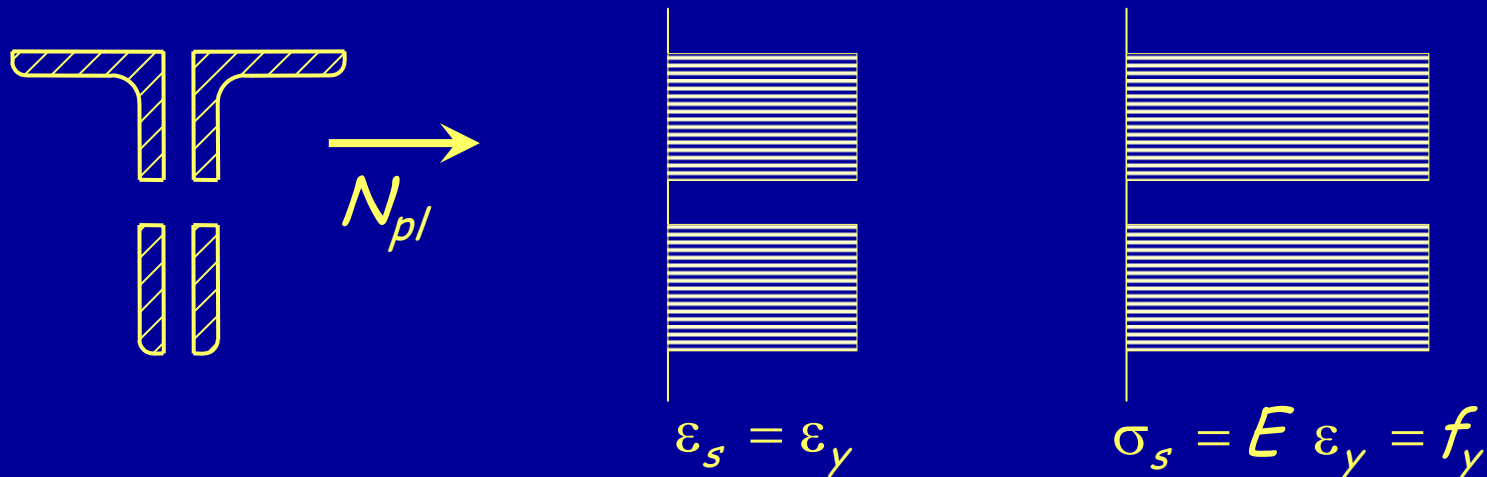
$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}}$$

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

Comportamento ultimo della sezione indebolita

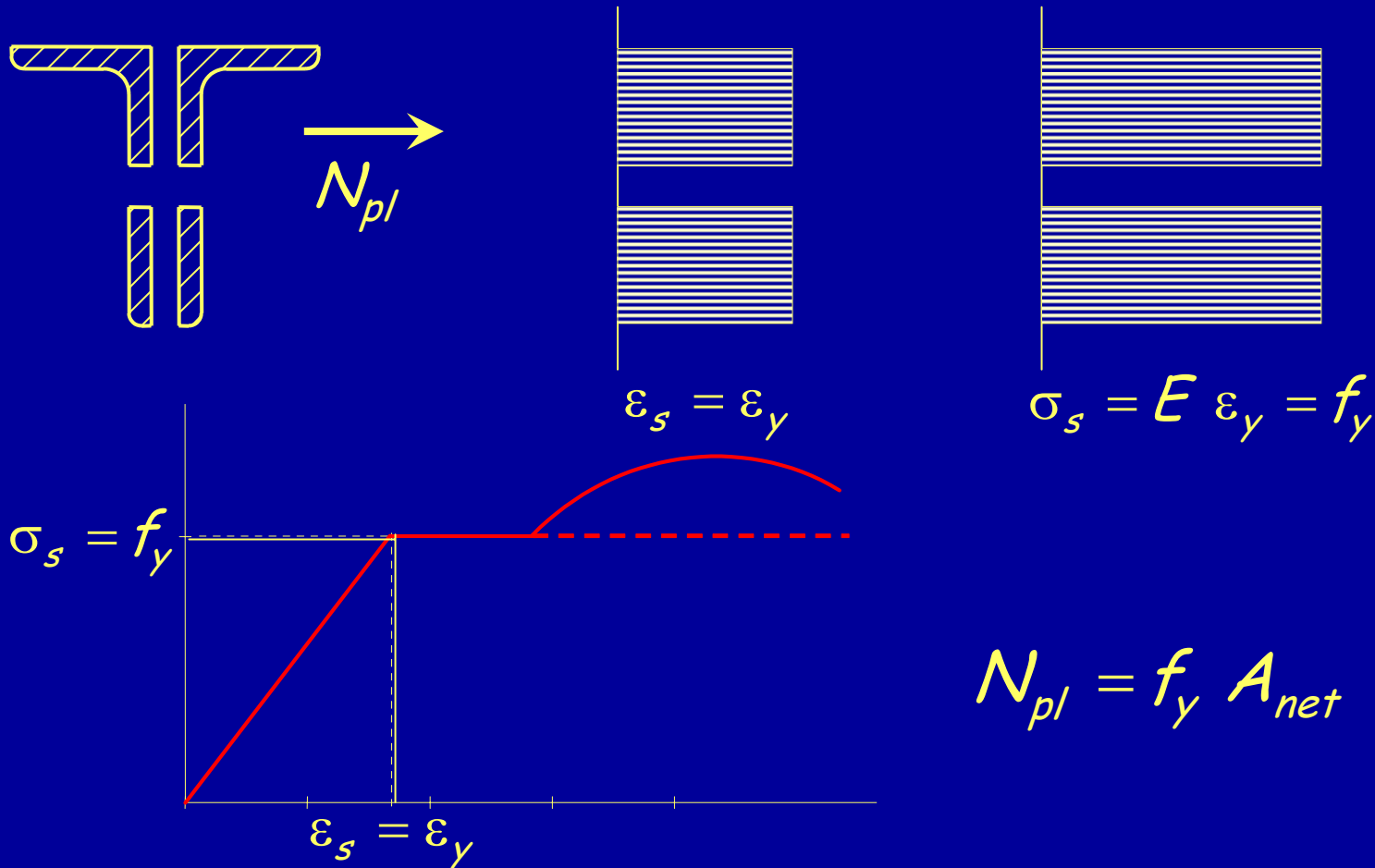


Comportamento ultimo della sezione indebolita

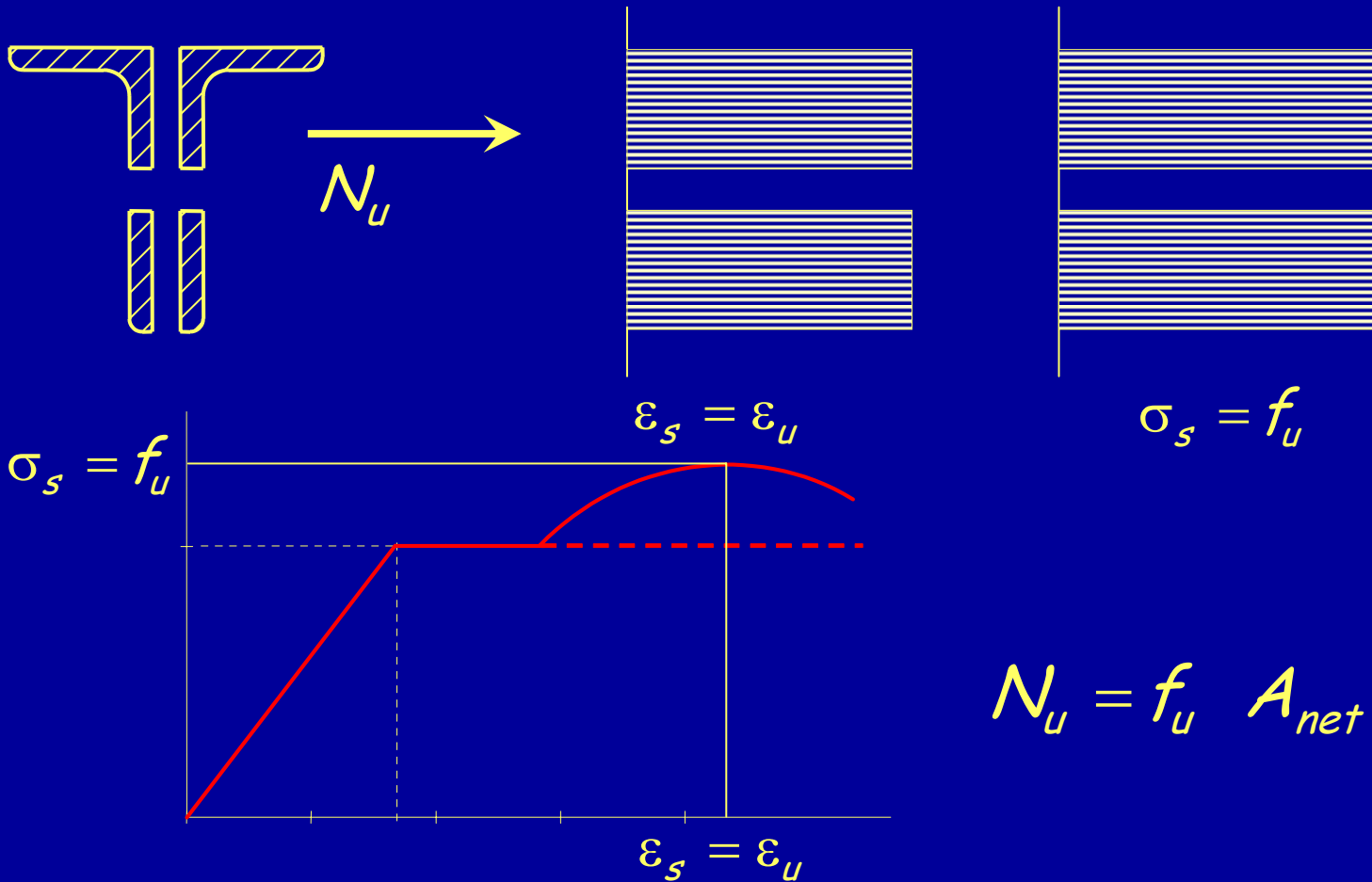


$$N_{pl} = f_y A_{net}$$

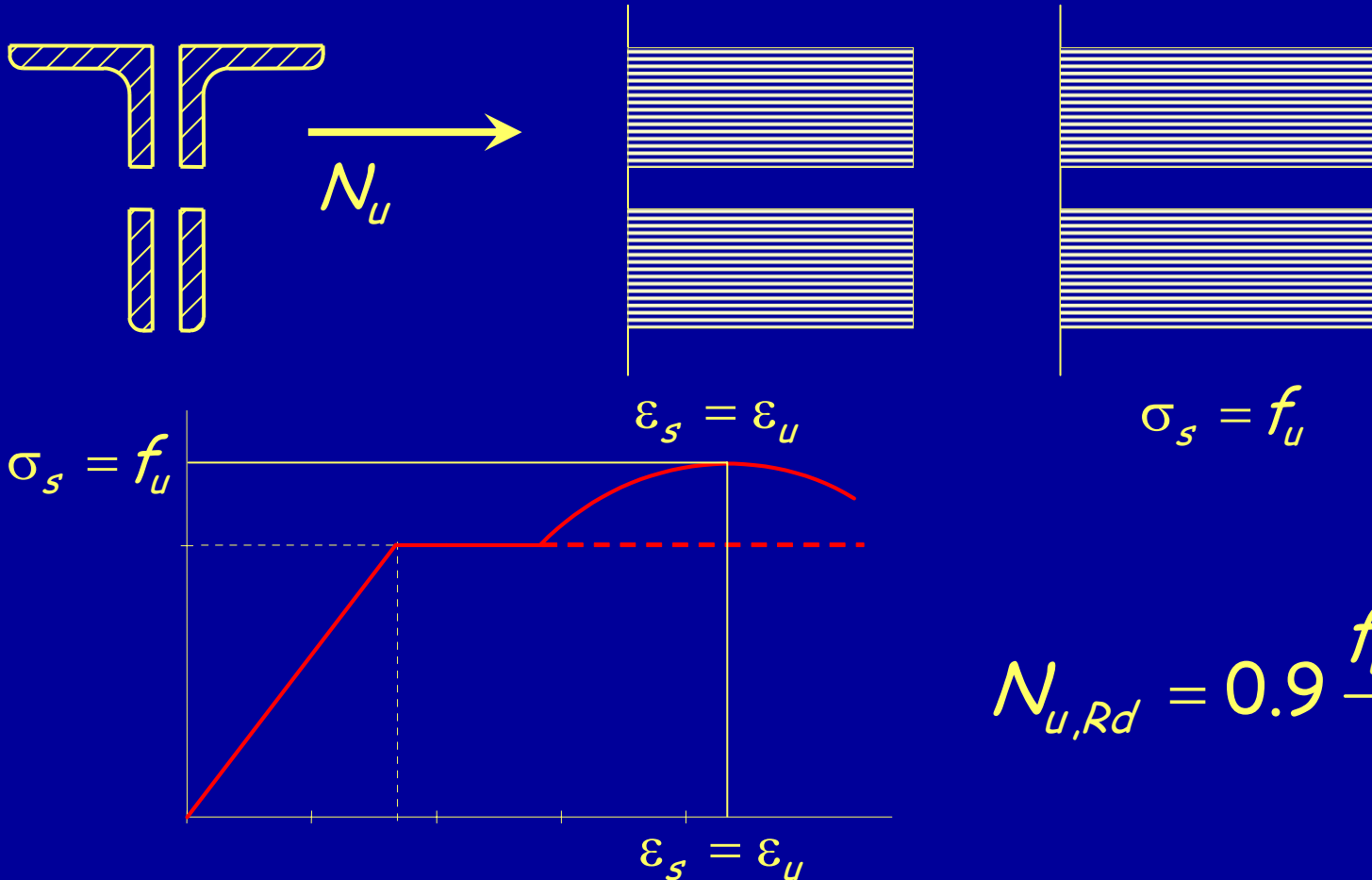
Comportamento ultimo della sezione indebolita



Comportamento ultimo della sezione indebolita



Resistenza ultima della sezione indebolita




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

Verifica - stato limite ultimo

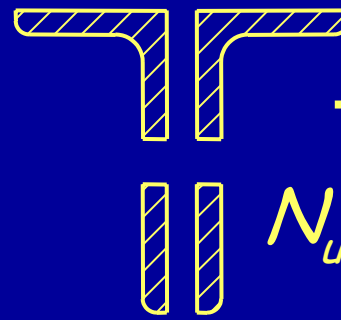
La resistenza a trazione di un'asta è pari al minore tra i valori della resistenza plastica della sezione piena e della resistenza ultima della sezione indebolita.

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



A diagram of a solid T-section (I-beam) under tension. An arrow points from the section to the formula for plastic resistance.

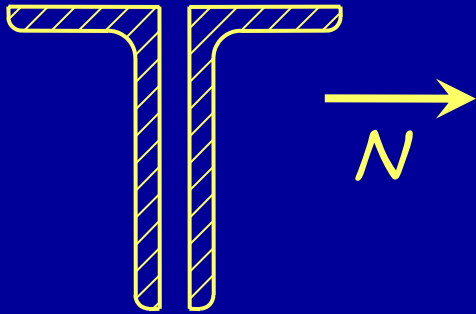
$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y A}{\gamma_{M0}}$$



A diagram of a T-section with a rectangular hole in the web, under tension. An arrow points from the section to the formula for ultimate resistance.

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

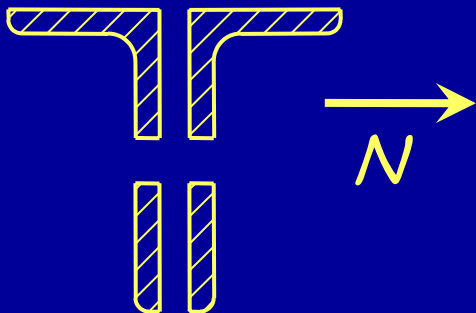
Verifica - tensioni ammissibili



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

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

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

TA

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

$$160$$

$$160 \times 1.45 = 232$$

Sezione indebolita

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

$$160 \times 1.45 = 232$$

SLU

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

$$235 / 1.05 = 224$$

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

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

Acciaio Fe 360

Verifica - confronto

Sezione piena

TA

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

$$240$$

$$240 \times 1.45 = 348$$

Sezione indebolita

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

$$240 \times 1.45 = 348$$

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.

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

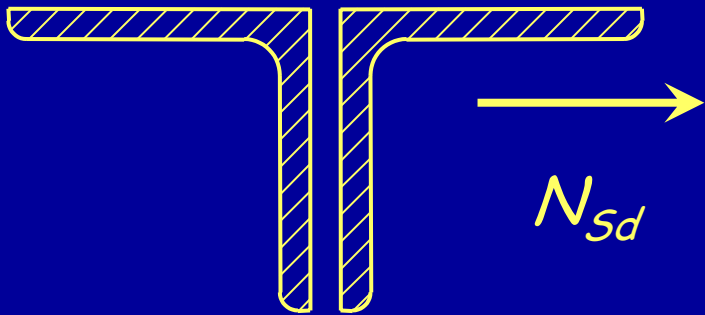
2 - Si sceglie il profilato.

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.

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

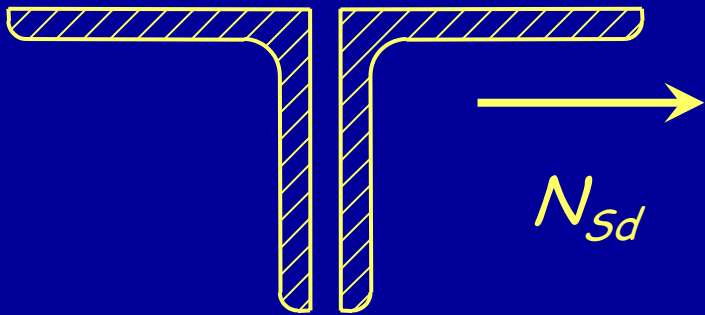
2 - Scelta della sezione.

Uso 2 L 65x7

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

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

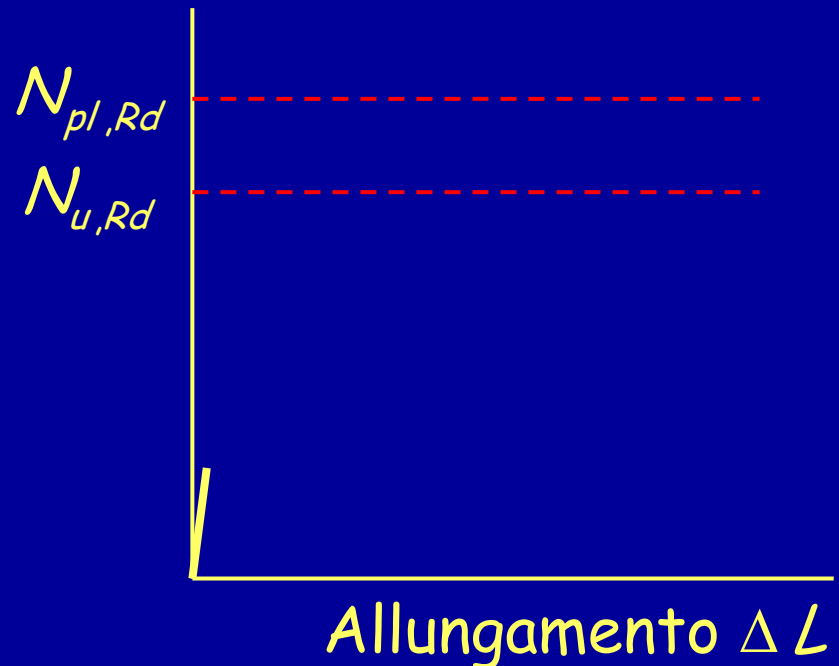
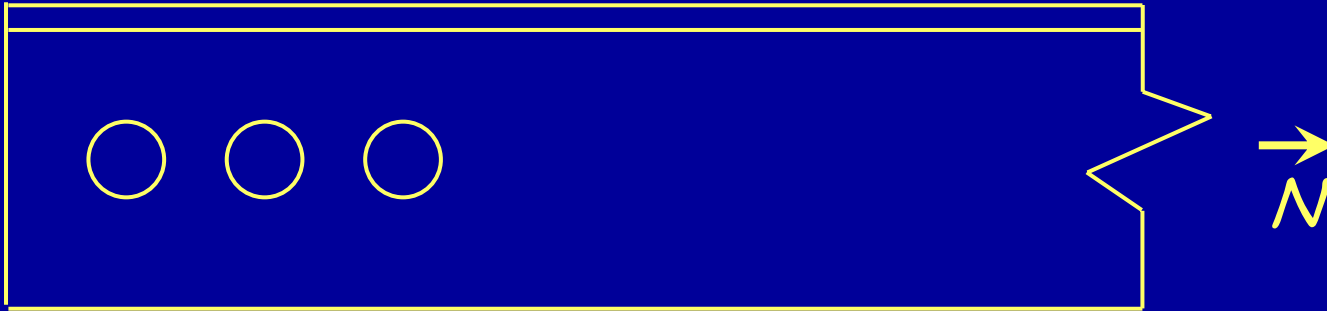
3 - Verifica della sezione indebolita.

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

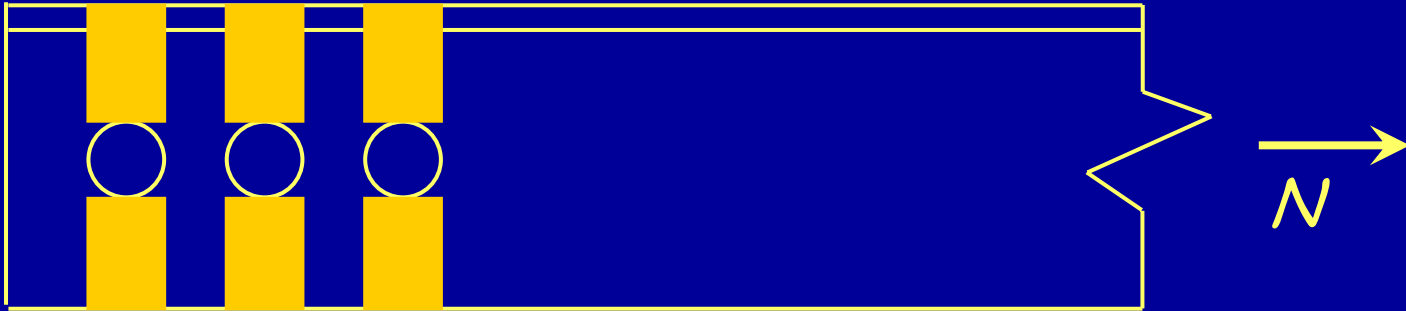
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 f_u A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 360 \times 1530}{1.20 \times 10^3} = 413.1 \text{ kN} > N_{Sd}$$

Anche la sezione indebolita è verificata

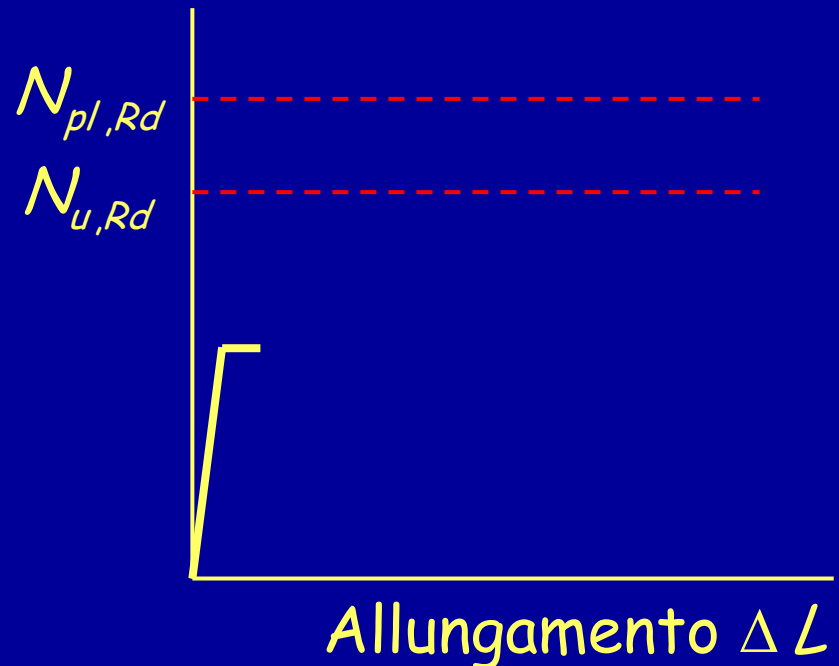
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



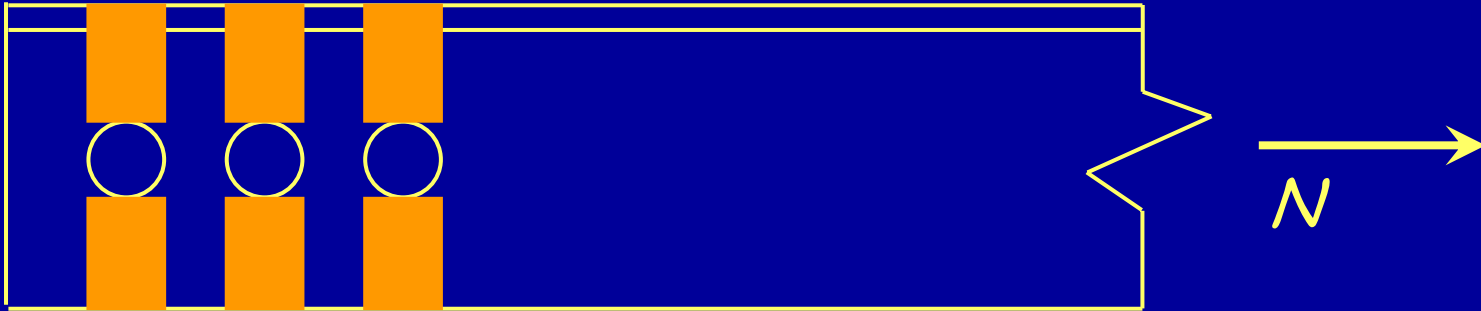
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$



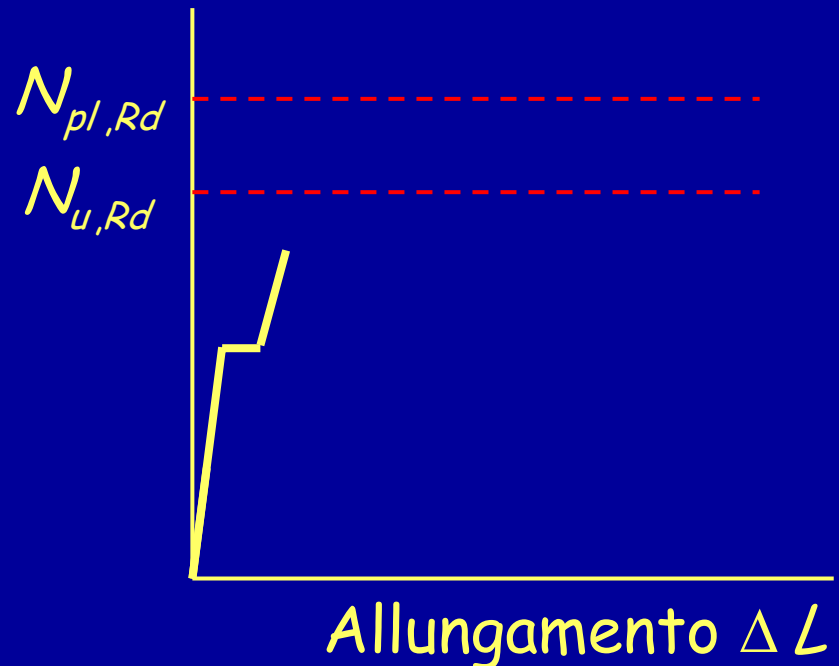
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



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



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

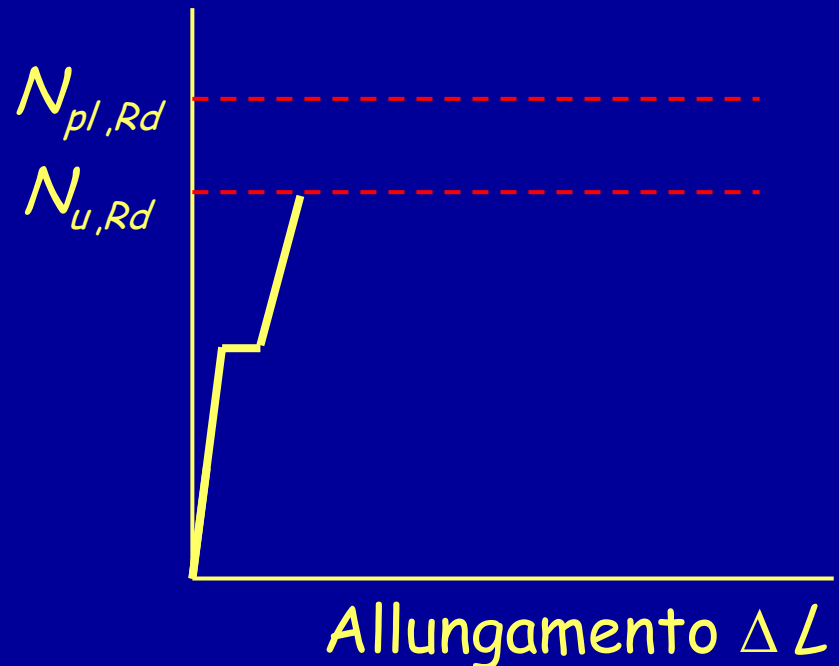


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$

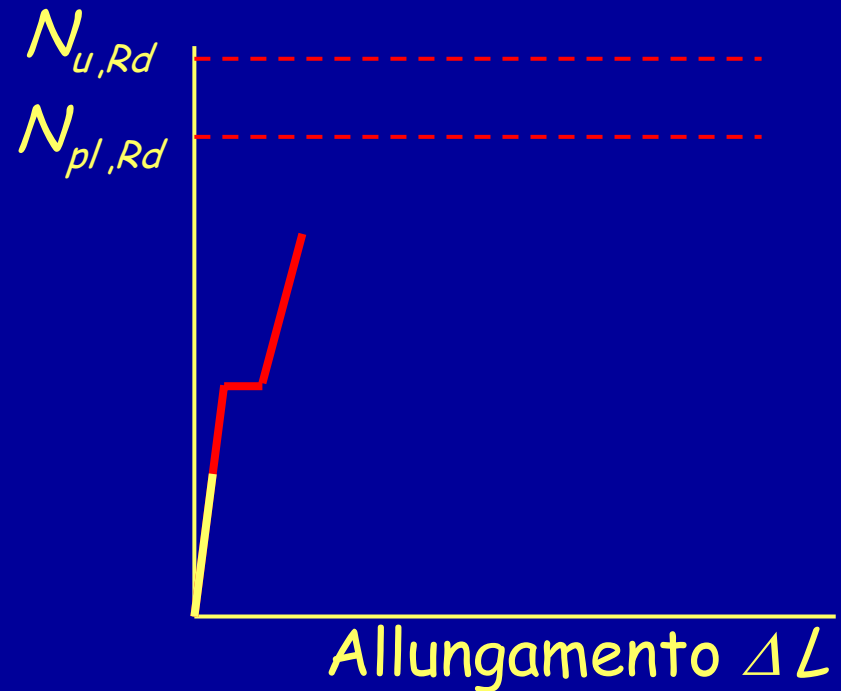
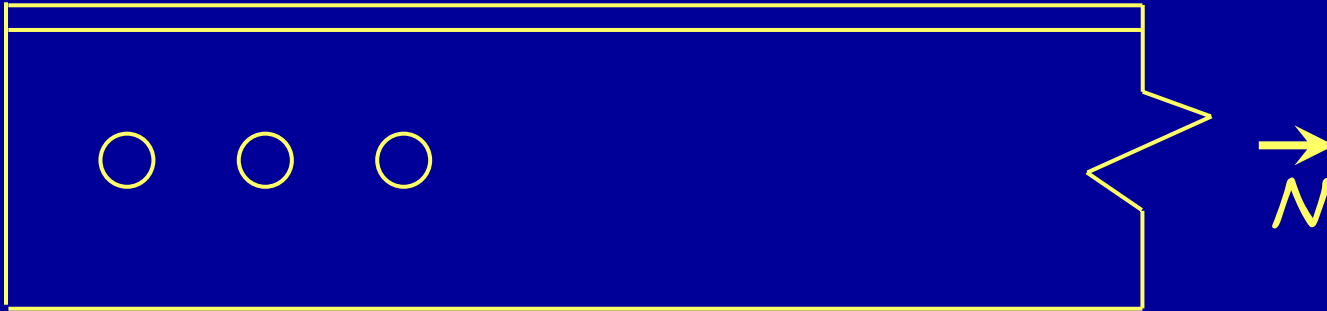


- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Rottura della sezione più debole

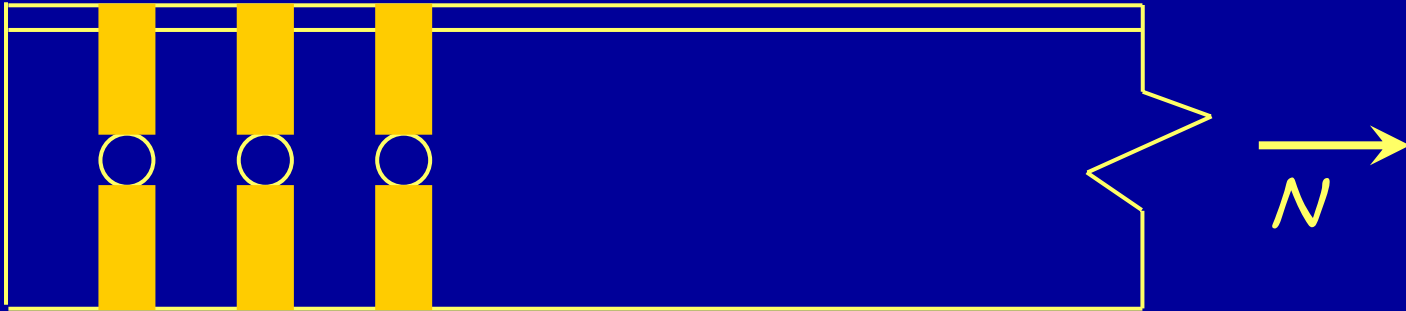
L'asta è fragile



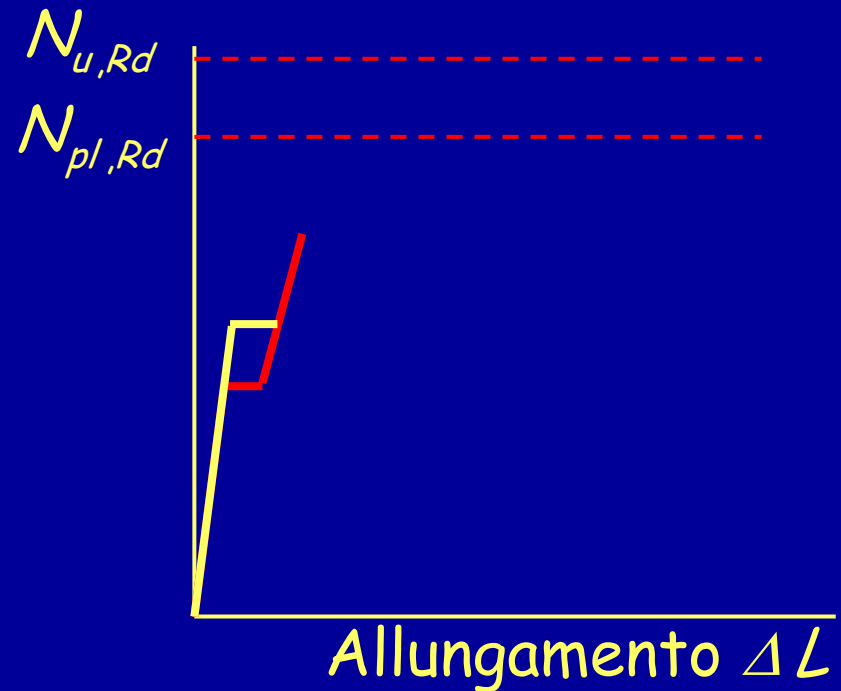
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



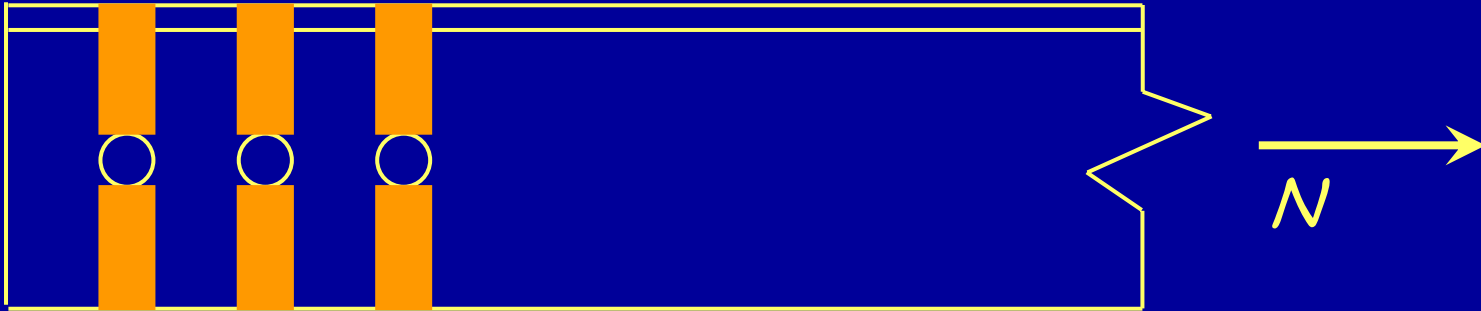
Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



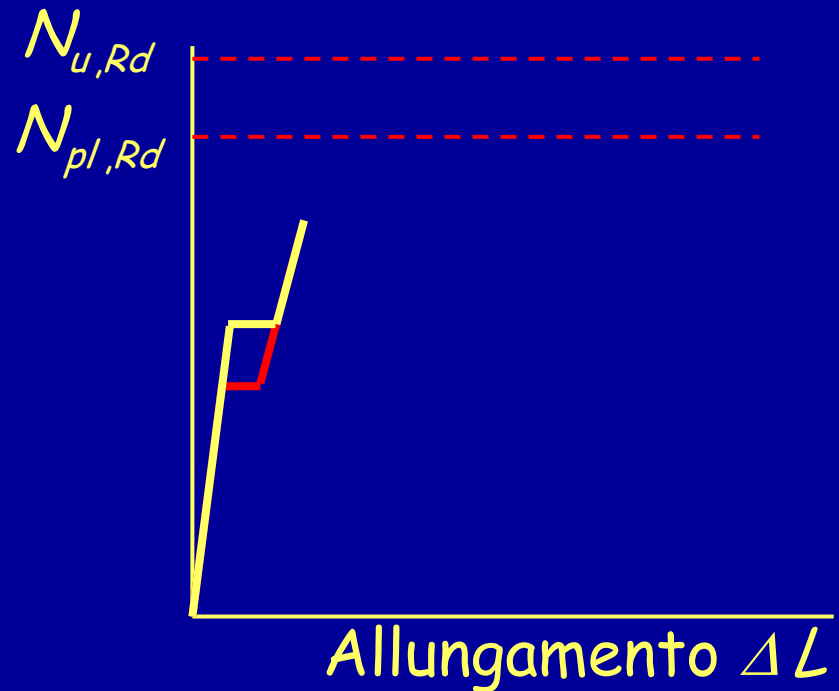
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite



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



- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite

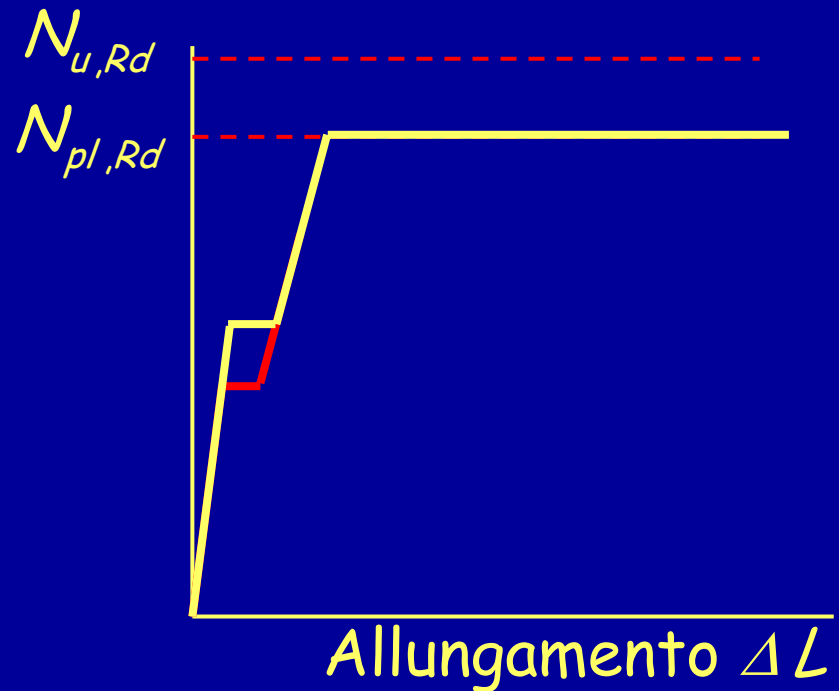


Duttilità di aste tese: caso $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$



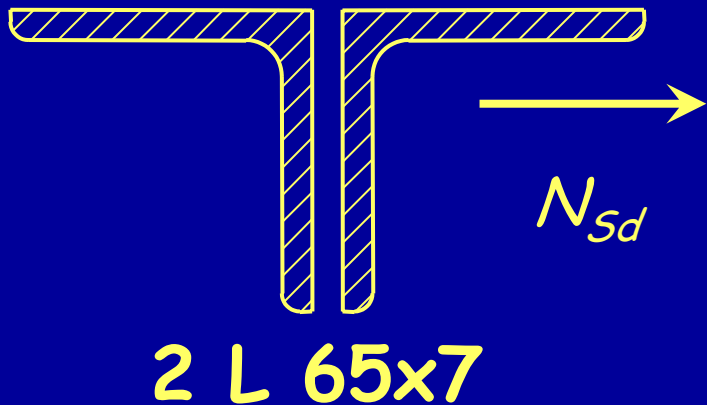
- Plasticizzazione delle sezioni indebolite
- Incrudimento delle sezioni indebolite
- Plasticizzazione della sezione piena

L'asta è duttile



Esempio - verifica di duttilità

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

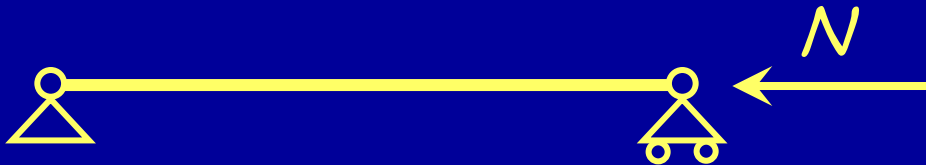
$$N_{u,Rd} = 413.1 \text{ kN}$$

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

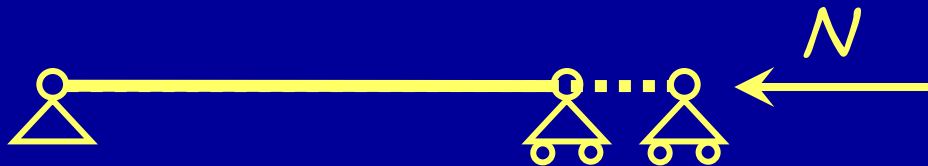
L'asta è duttile

Sforzo normale - Compressione

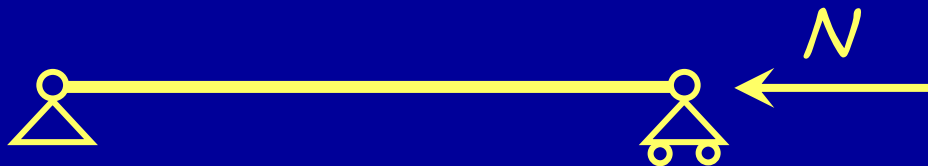
Modalità di collasso di aste compresse



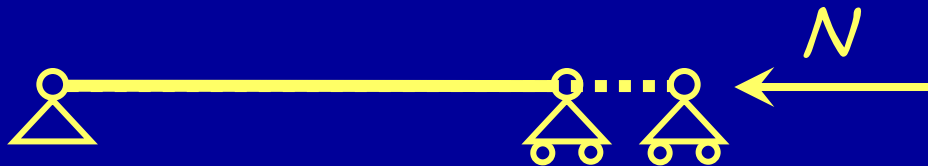
Modalità di collasso di aste compresse



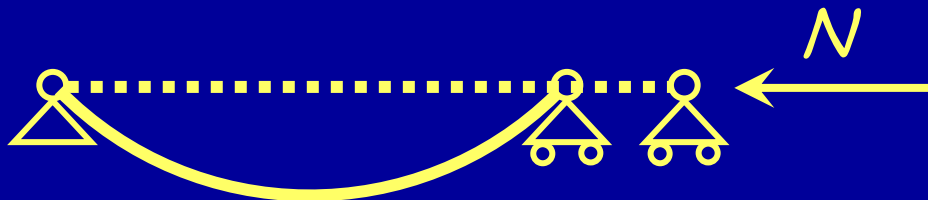
Plasticizzazione della
sezione trasversale
dell'asta



Modalità di collasso di aste compresse

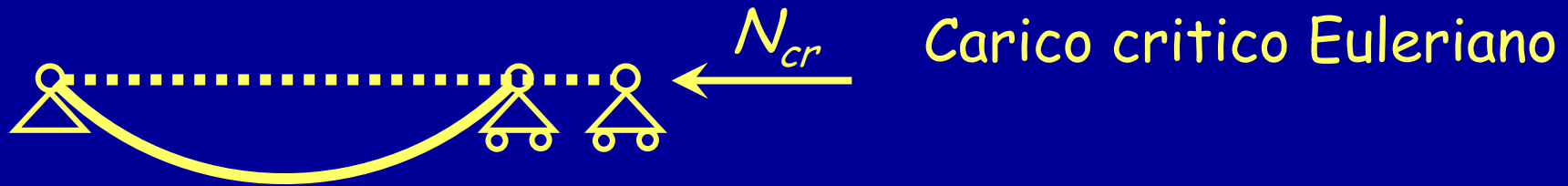


Plasticizzazione della
sezione trasversale
dell'asta



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

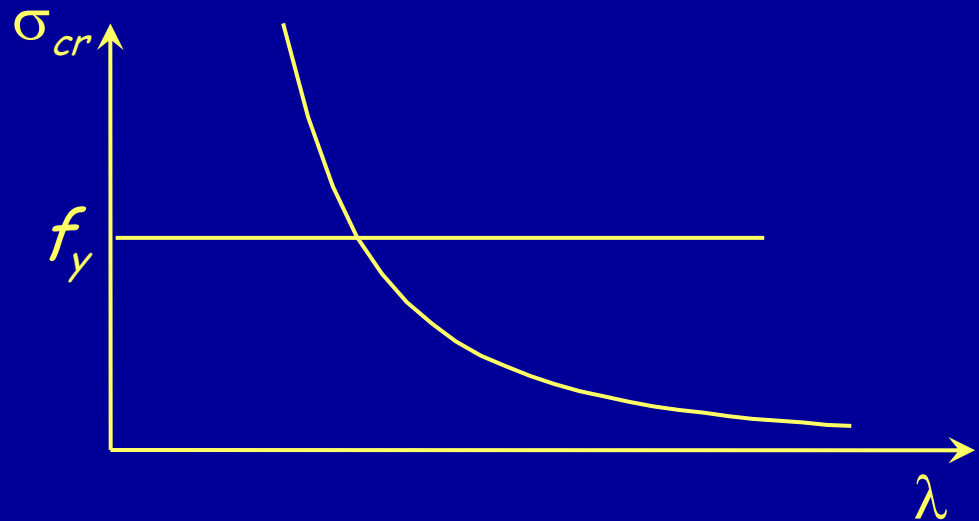
$$\sigma = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico



Verifica di un'asta ideale

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

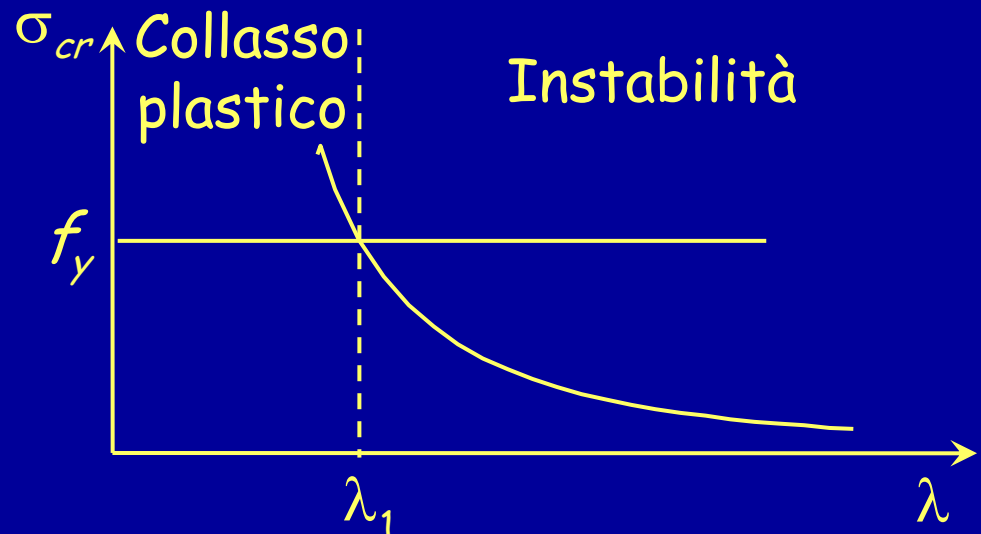
Instabilità dell'asta

inoltre

$$\sigma = f_y$$

Collasso plastico

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



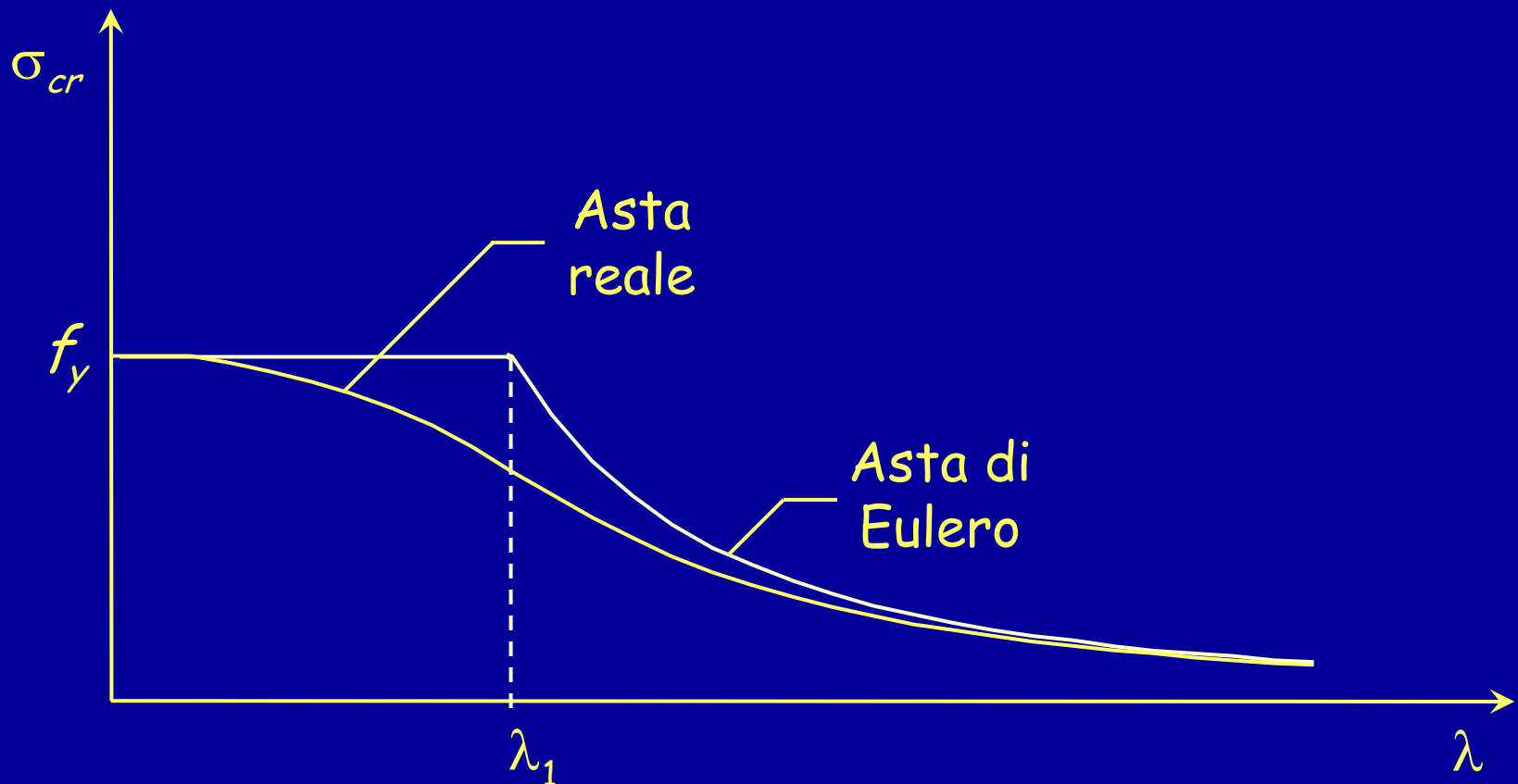
Aste reali

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.

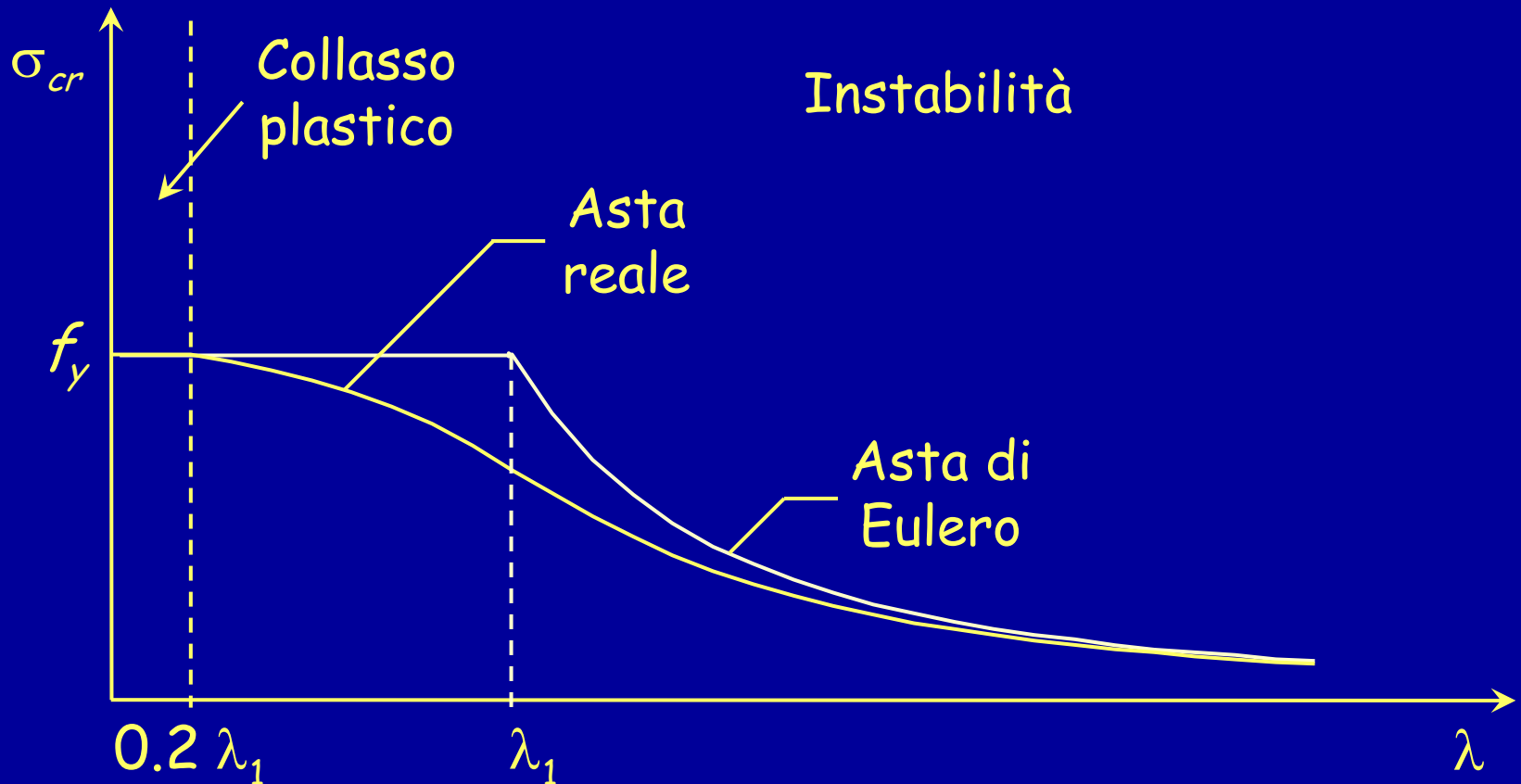
Comportamento delle aste reali

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



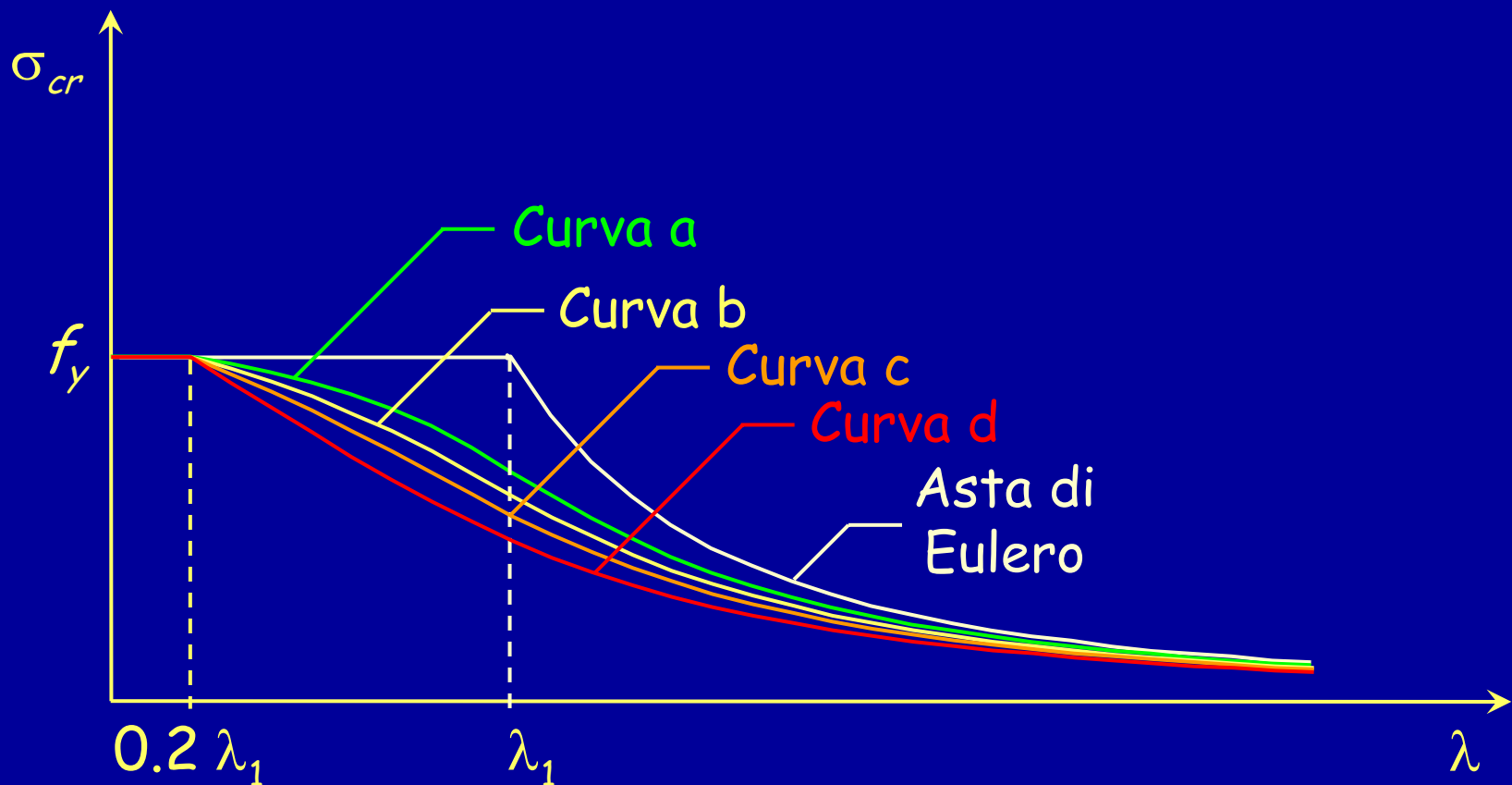
Comportamento delle aste reali

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



Comportamento delle aste reali

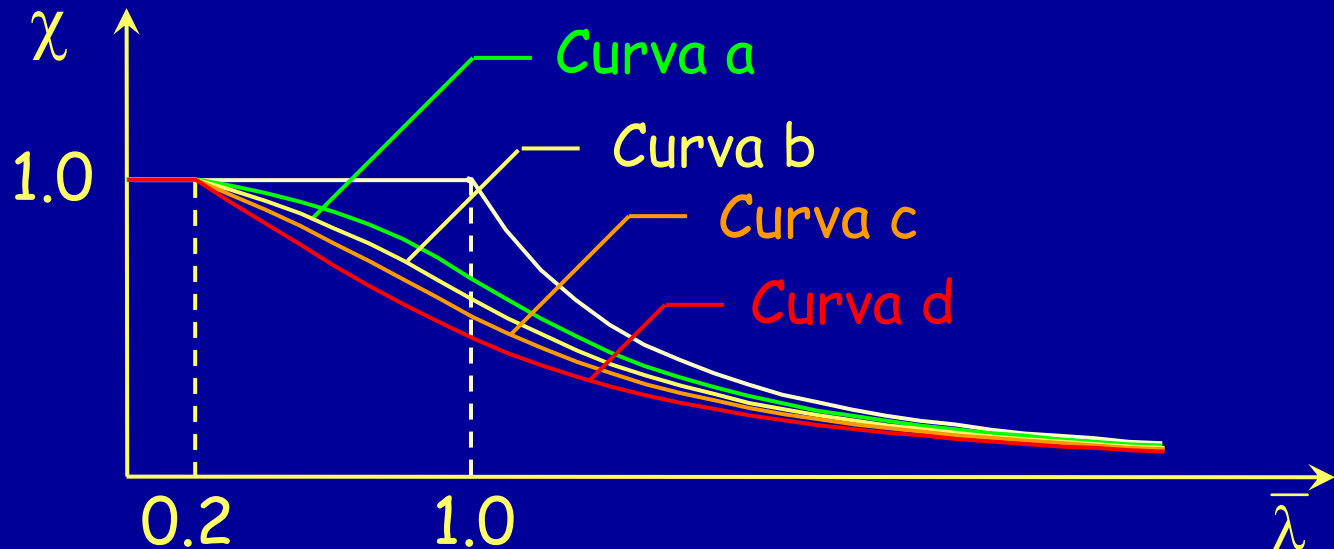
Il comportamento dipende dal tipo di profilato.
L'Eurocodice 3 distingue 4 curve di stabilità.



Verifica - stato limite ultimo

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

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

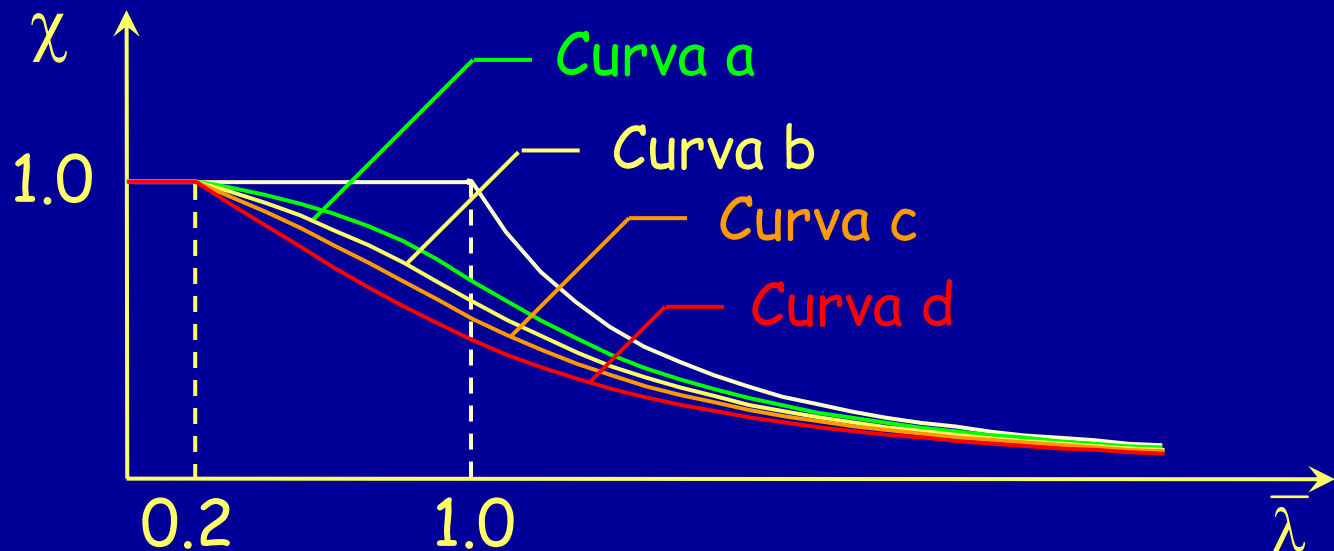


Verifica - stato limite ultimo

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

Resistenza all'instabilità

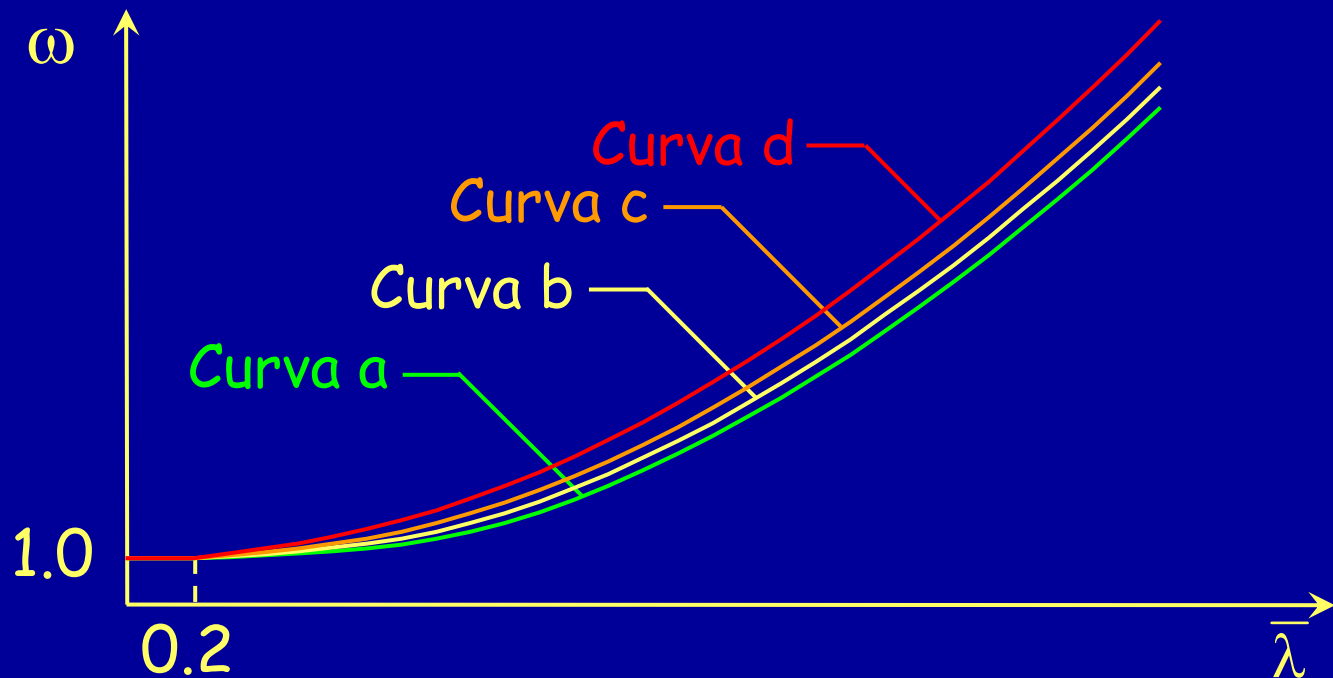
$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

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

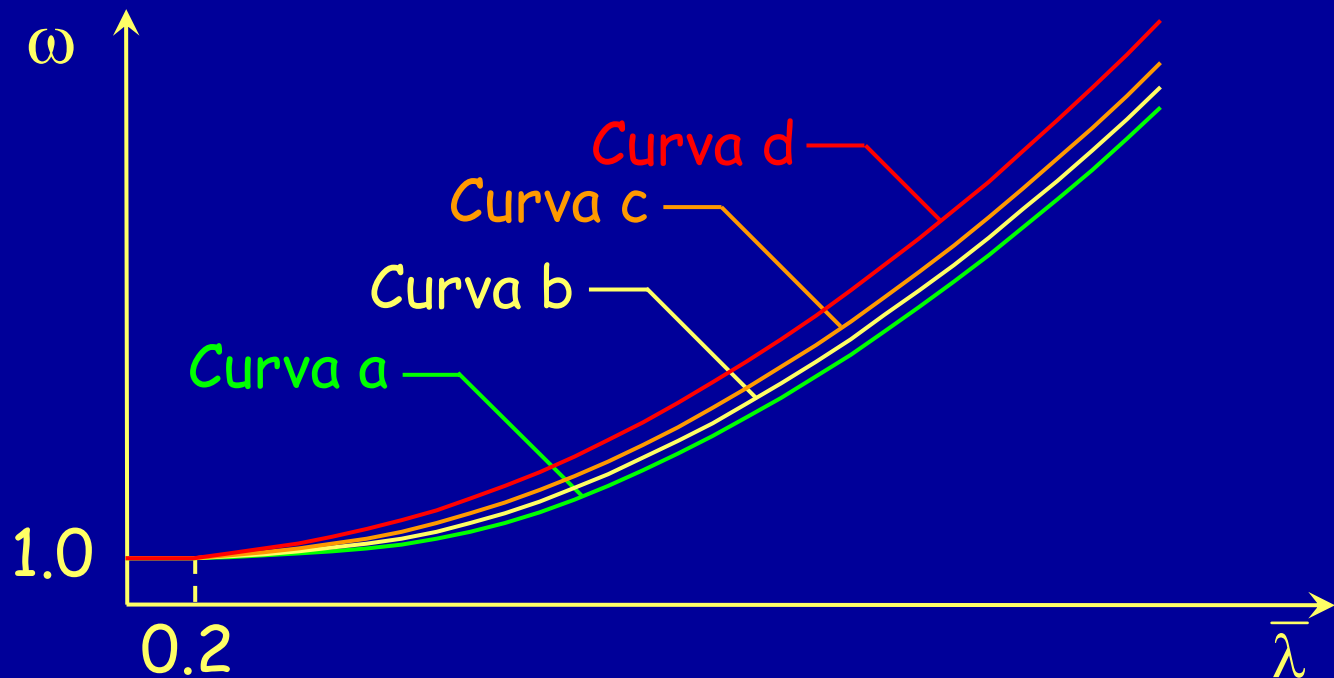


Verifica - tensioni ammissibili

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

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

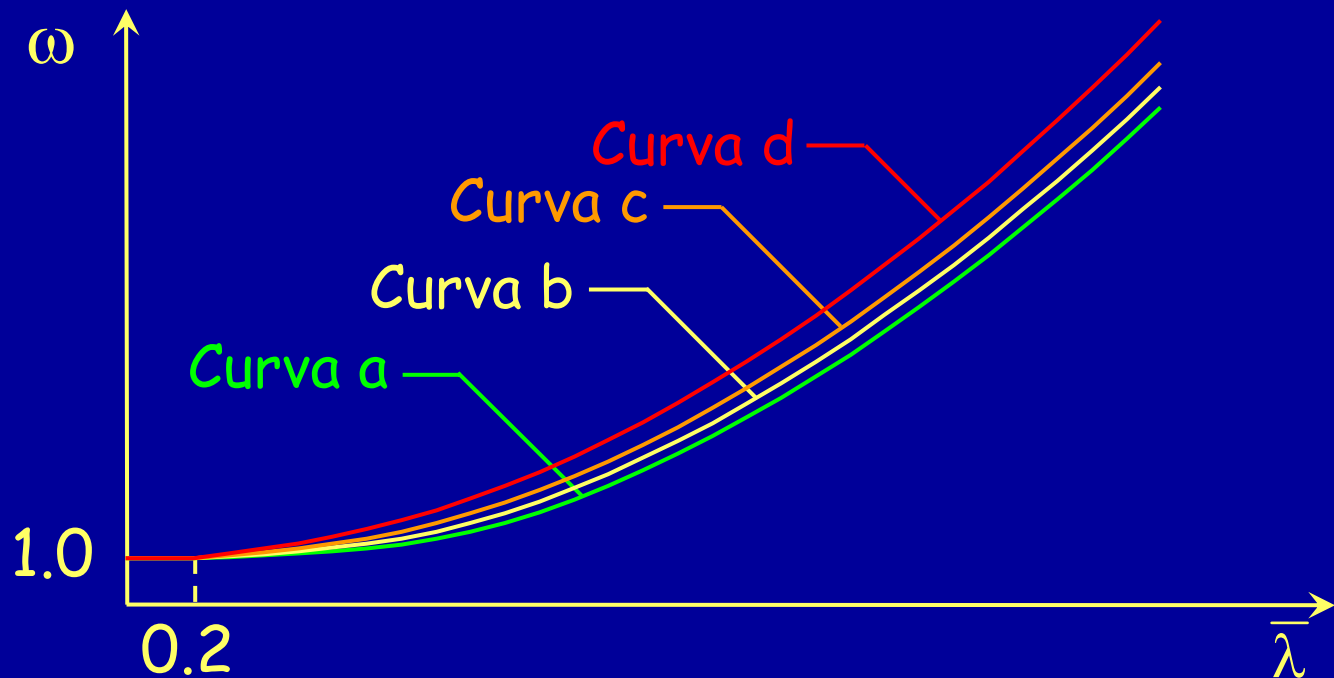
$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$



Verifica - tensioni ammissibili

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

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



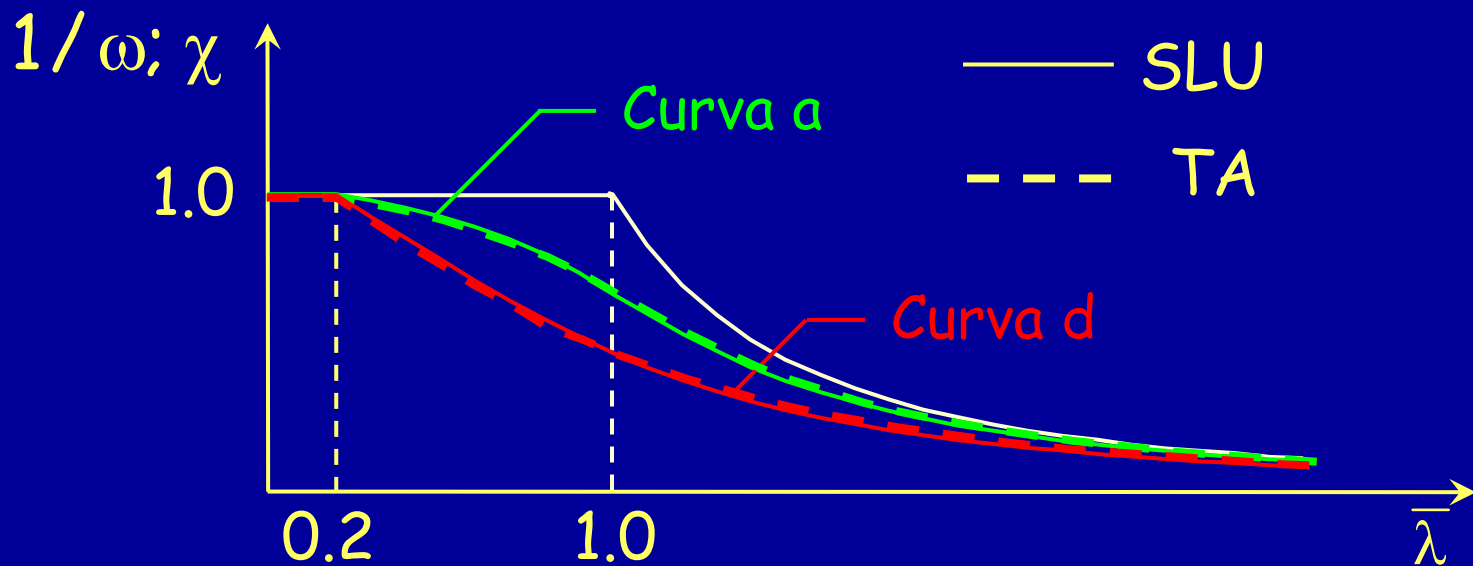
Verifica - confronto

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

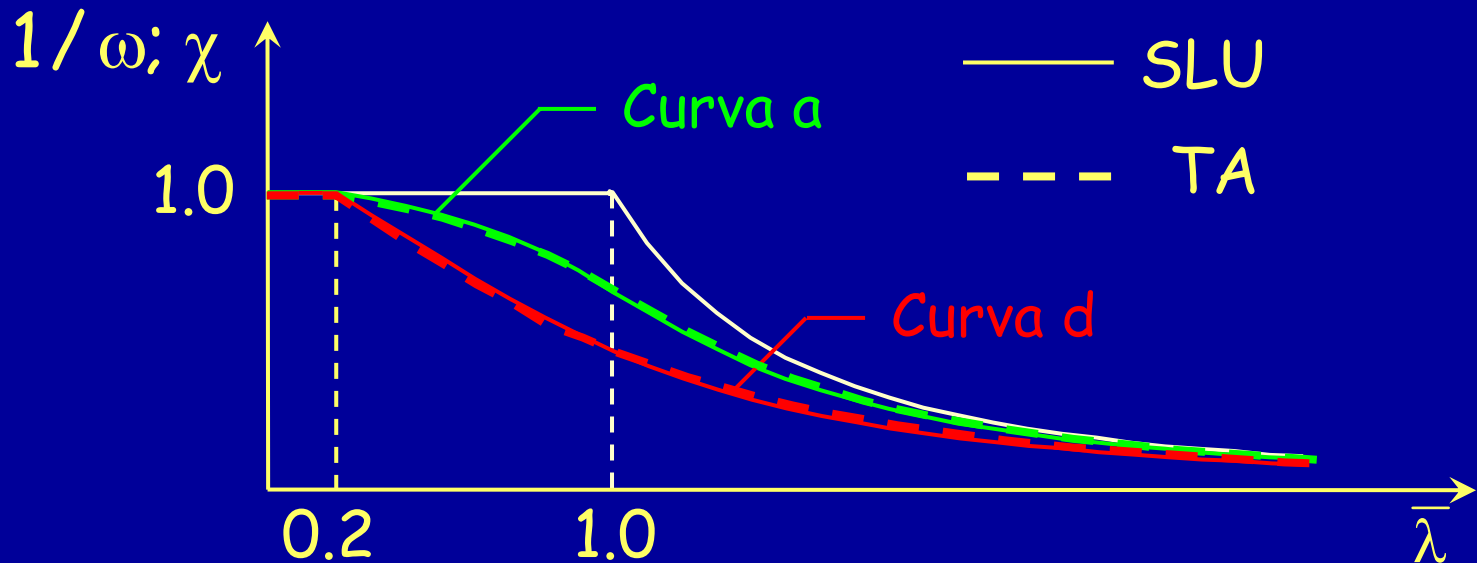
$$160 \times 1.45 = 232$$

SLU

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

$$235 / 1.05 = 224$$

Acciaio Fe 360



Verifica - confronto

TA

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

240

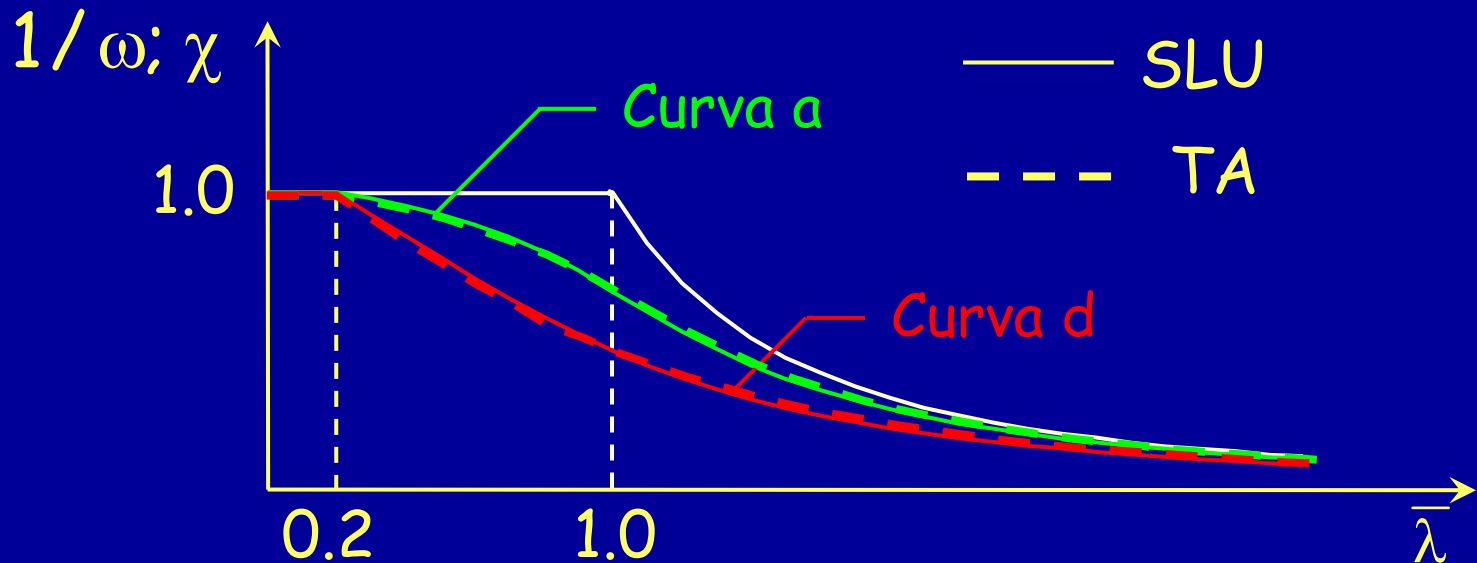
$$240 \times 1.45 = 348$$

SLU

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

$$355 / 1.05 = 338$$

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.

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

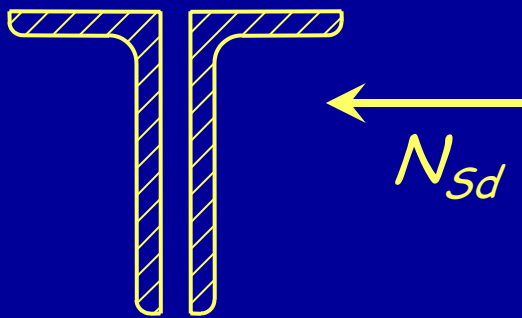
- 2 - Si sceglie il profilato.

- 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

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

1 - Determinazione dell'area necessaria

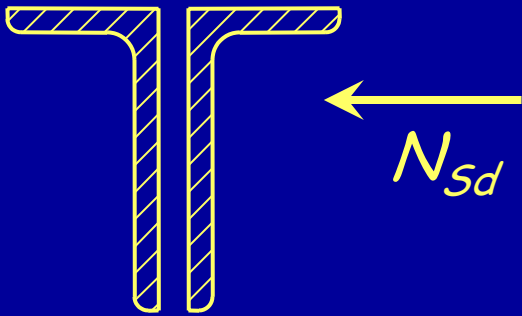
$$\chi = 0.6 \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N_{Sd}}{\chi f_y / \gamma_{M1}} = \frac{342.9 \times 10^3}{0.6 \times 235 / 1.05} = 2554 \text{ mm}^2$$

2 - Scelta della sezione

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

Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

Coppia di profili

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

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

Singolo profilo

$$i_{sp} = 15.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_{sp} = \frac{l_o / 3}{i_{sp}} = \frac{600}{15.9} = 37.7$$

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

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

Scelta della curva di instabilità

| Sezione trasversale | Limiti | Intorno all'asse | Curva di instabilità |
|--|---|------------------|----------------------|
| <p>Sezioni laminate ad I</p>  | $h/b > 1.2:$ | | |
| | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | 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

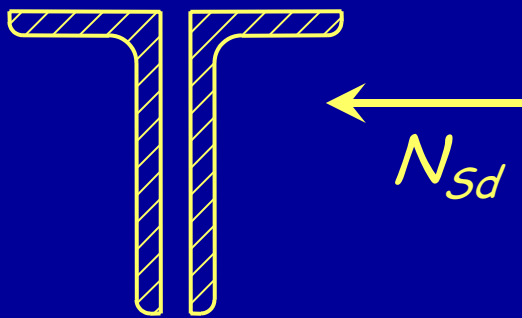
| Sezione trasversale | Limiti | Intorno all'asse | Curva di instabilità |
|---|--------------------------|------------------|----------------------|
| <p>Sezioni saldate ad I</p>  | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | $y-y$ $z-z$ | b c |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | $y-y$ $z-z$ | c d |

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

$$\lambda_1 = 93.0$$

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

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

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

Curva c

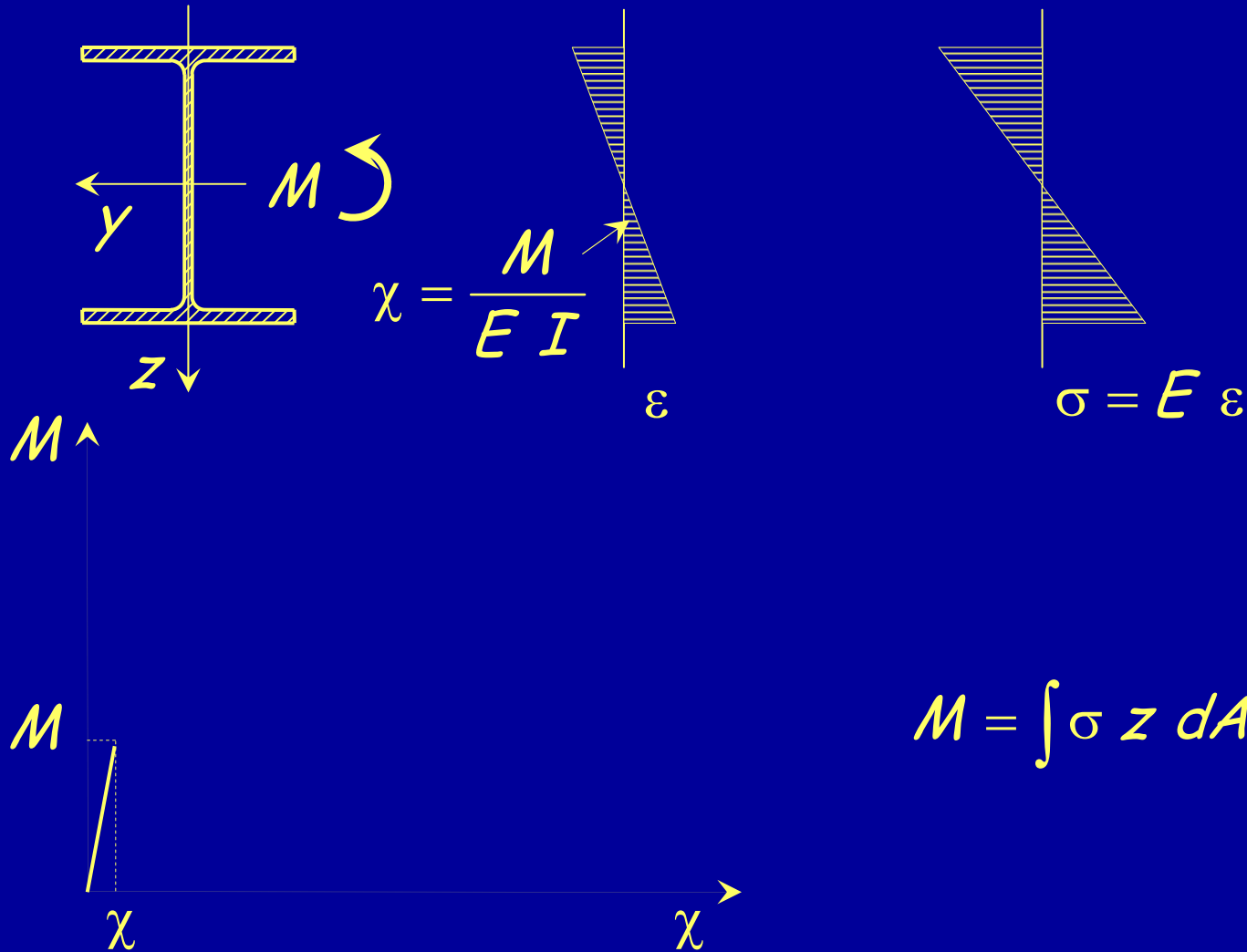


$$\chi = 0.594$$

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

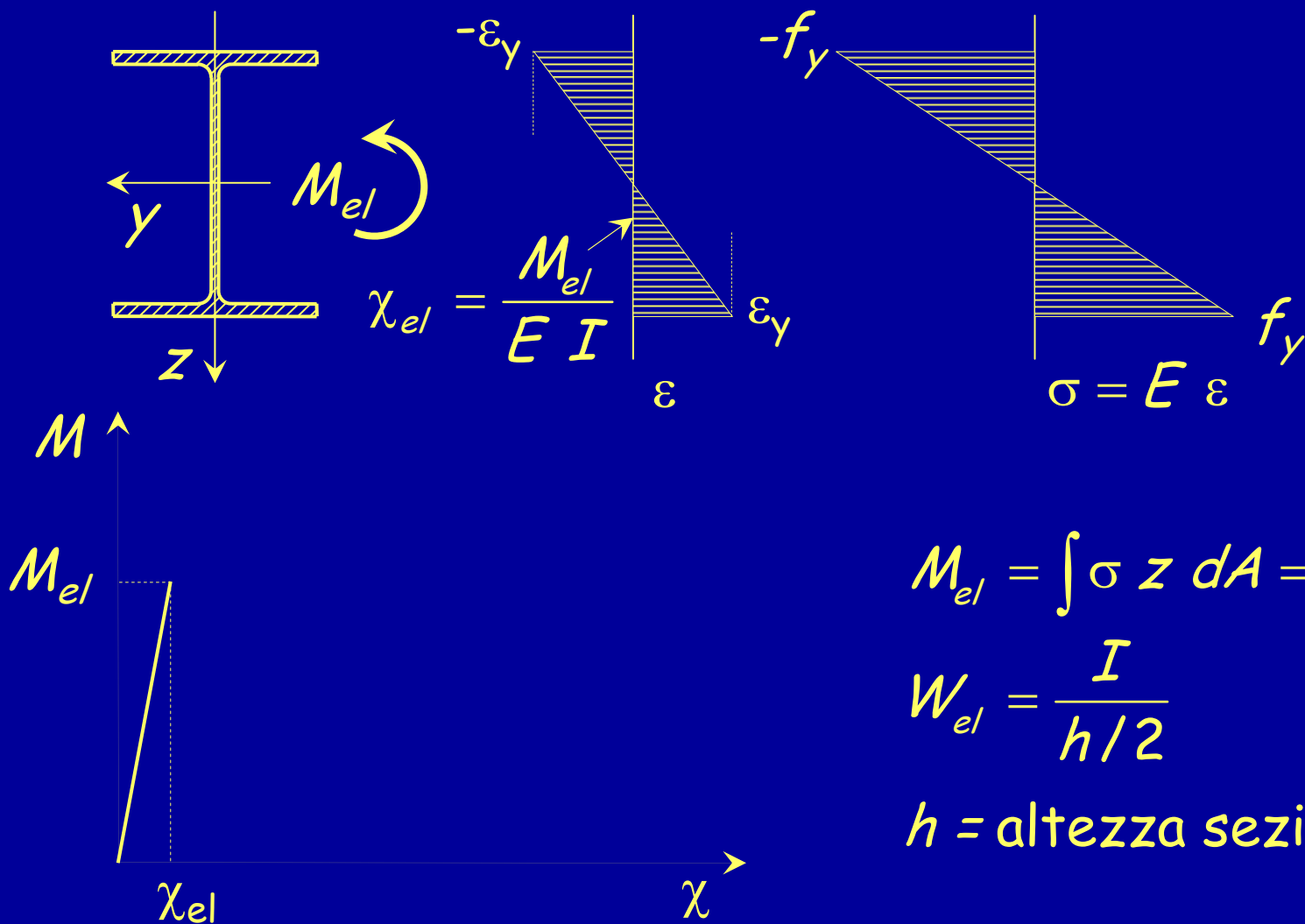
Flessione

Comportamento ultimo

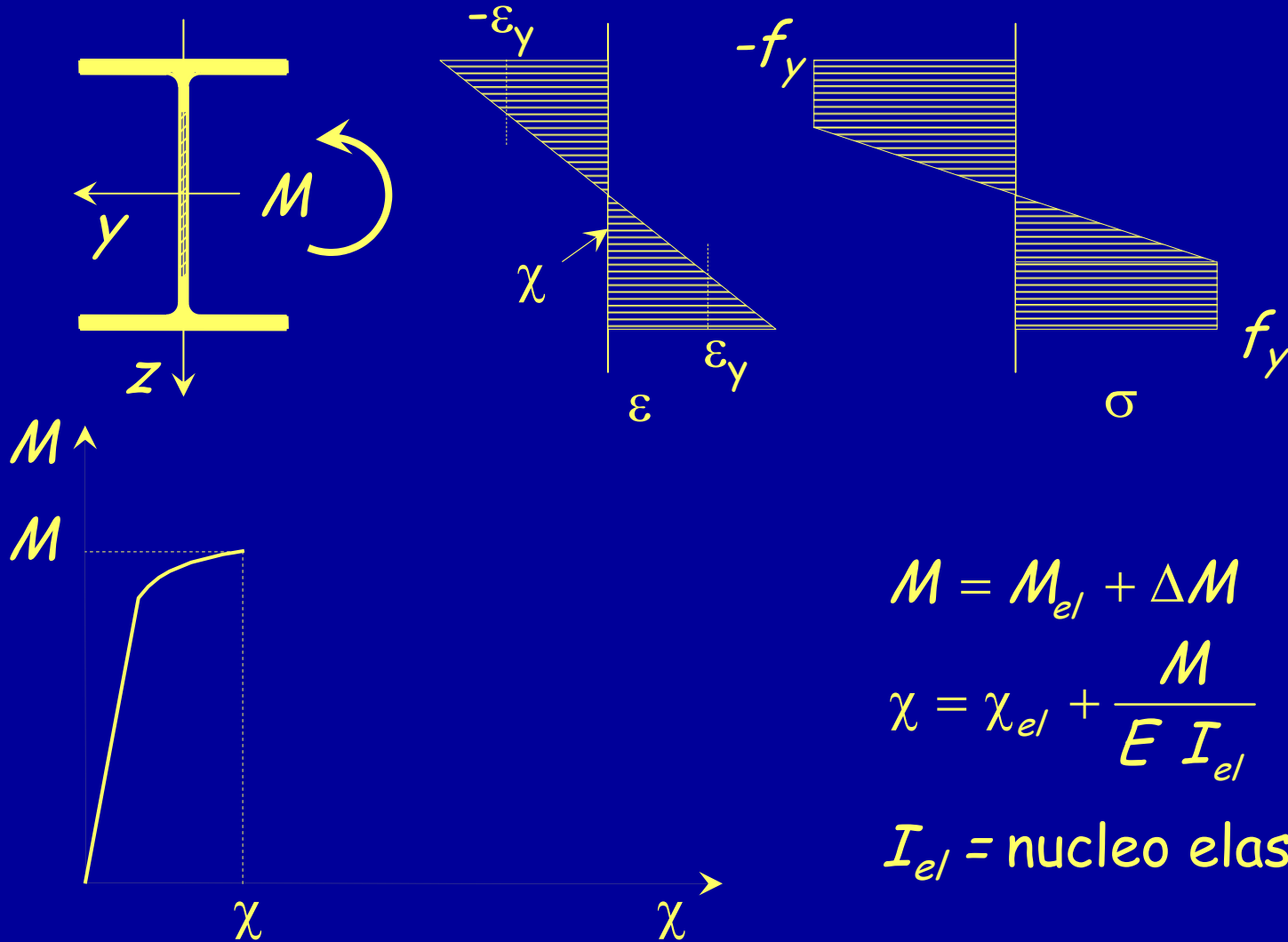


$$M = \int \sigma z dA = E I \chi$$

Comportamento ultimo



Comportamento ultimo

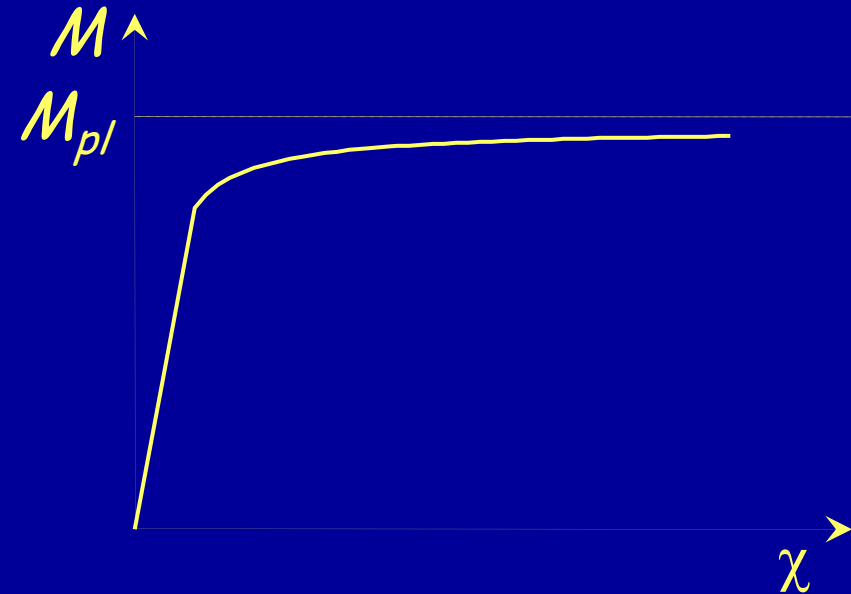
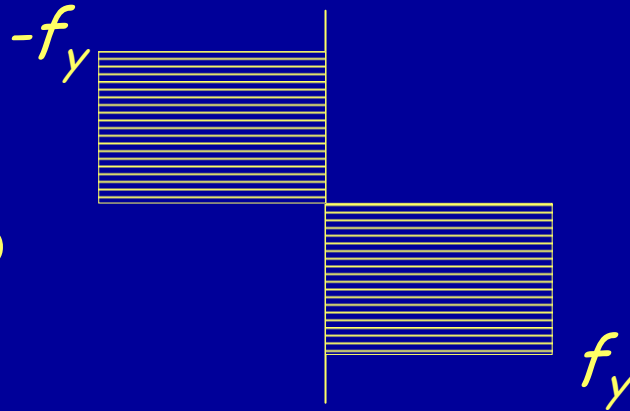
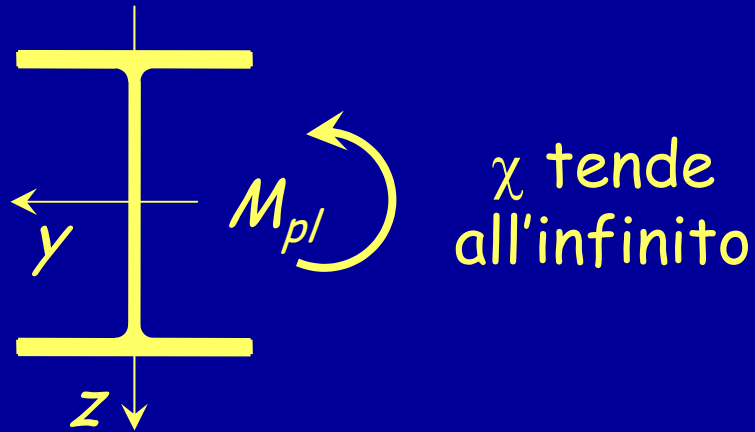


$$M = M_{el} + \Delta M$$

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

I_{el} = nucleo elastico

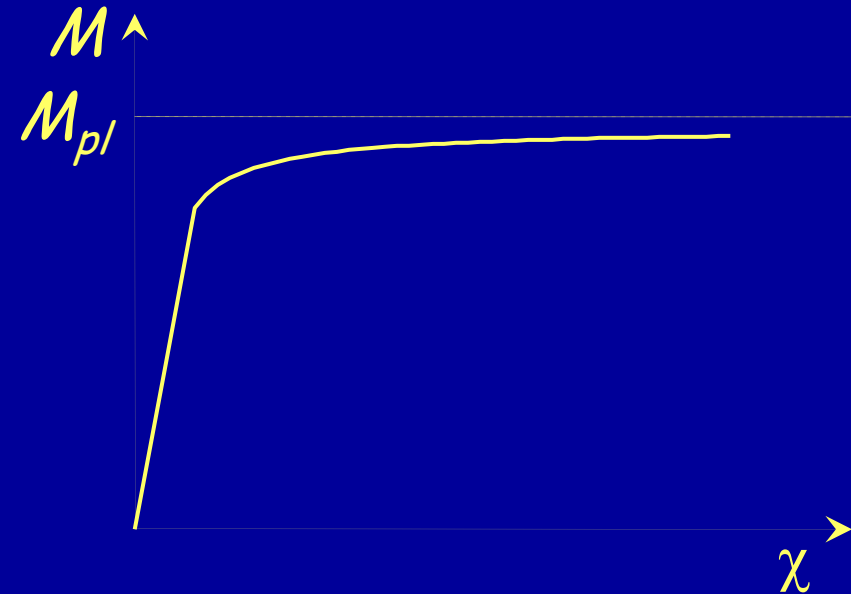
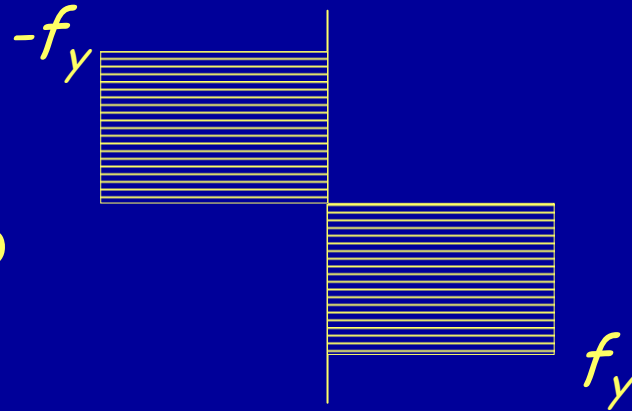
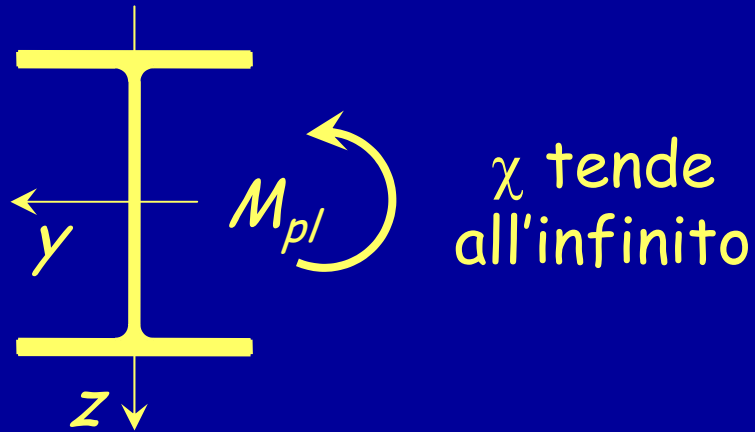
Comportamento ultimo



$$M_{pl} = \int \sigma z dA = (2 S_y) f_y$$

$S_y =$ momento statico di mezza sezione

Comportamento ultimo

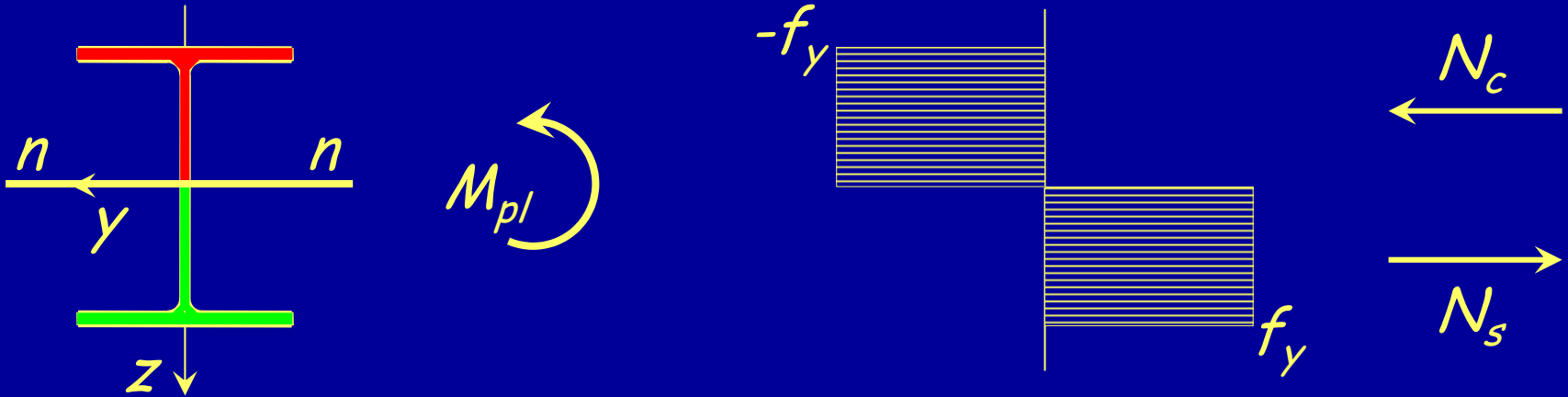


$$M_{pl} = \int \sigma z dA = W_{pl} f_y$$

$S_y =$ momento statico di
mezza sezione

$$W_{pl} = 2 S_y$$

Comportamento ultimo



Per trovare l'asse neutro:

$$N_c + N_t = 0$$

(equilibrio alla traslazione) \Rightarrow

$$N_c = -f_y A_c$$

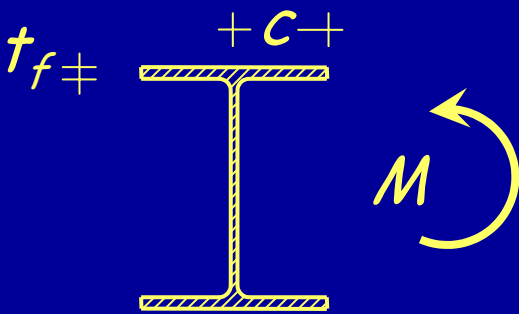
$$N_t = f_y A_t$$

$$A_c = A_t$$

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

Classificazione delle sezioni

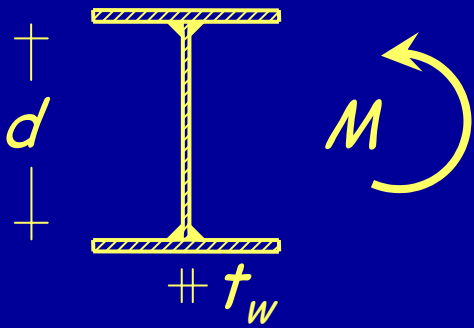
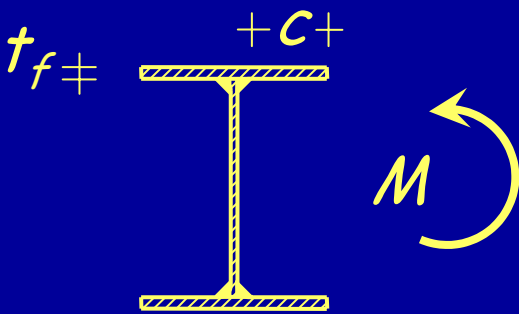
Profili laminati a doppio T

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

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

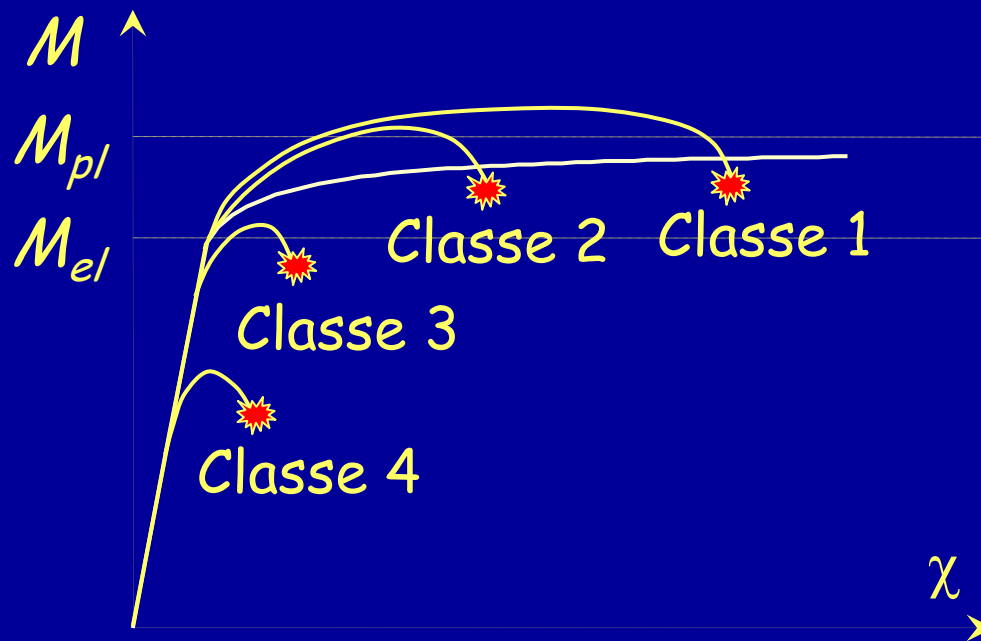
Comportamento di aste reali

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

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

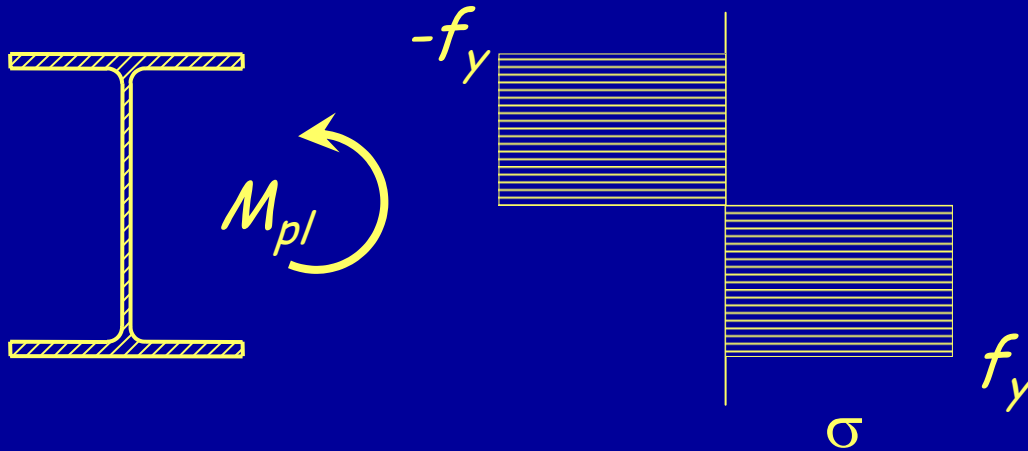
Classe 3 - La rottura avviene per $M \approx M_{el}$

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



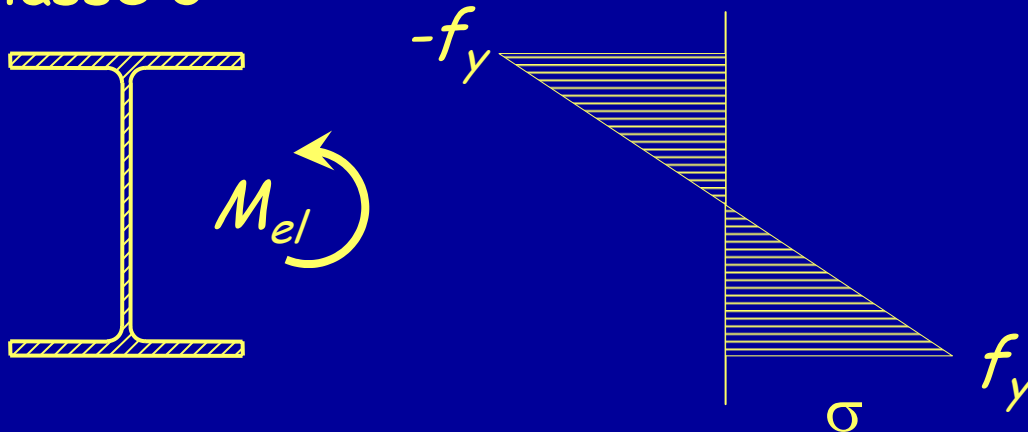
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



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

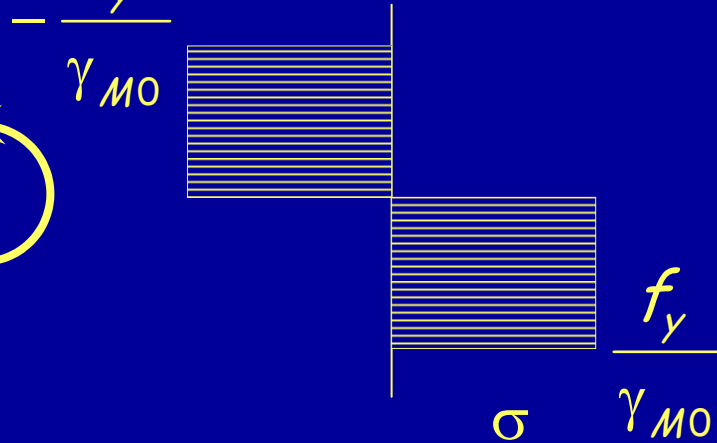
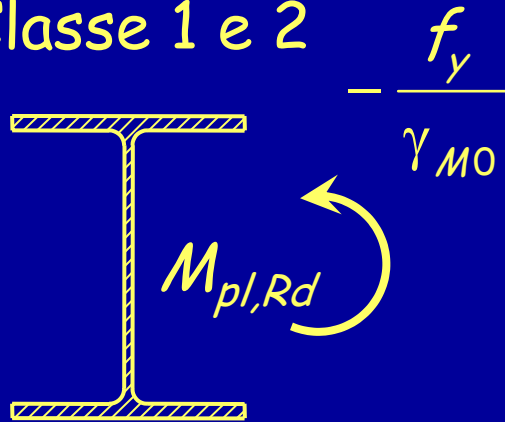
Classe 3



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

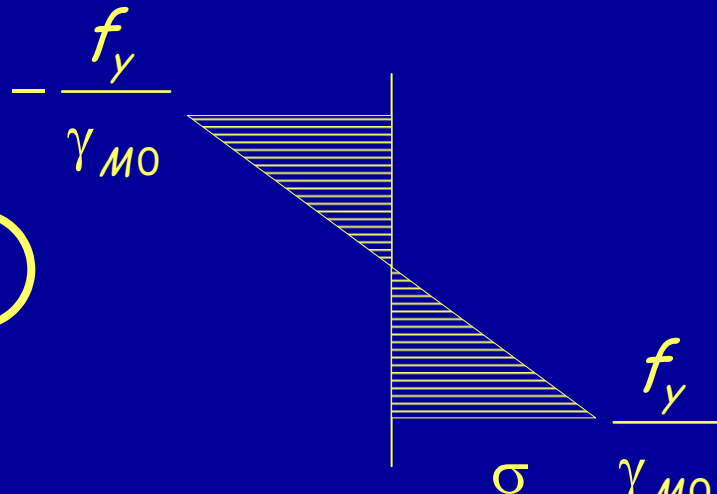
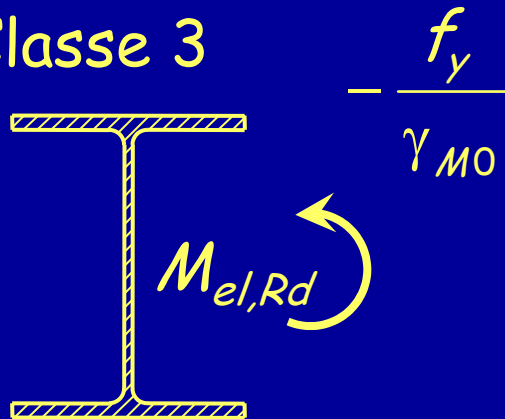
Verifica - stato limite ultimo

Classe 1 e 2



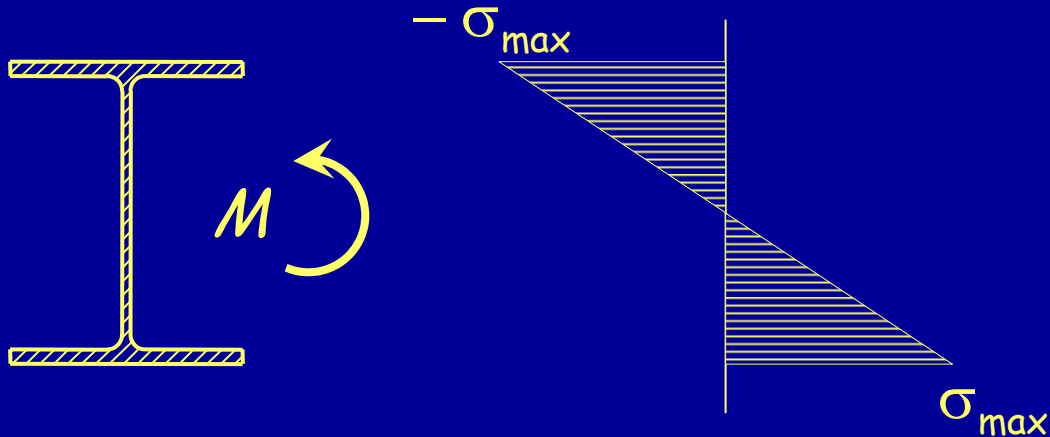
$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Classe 3



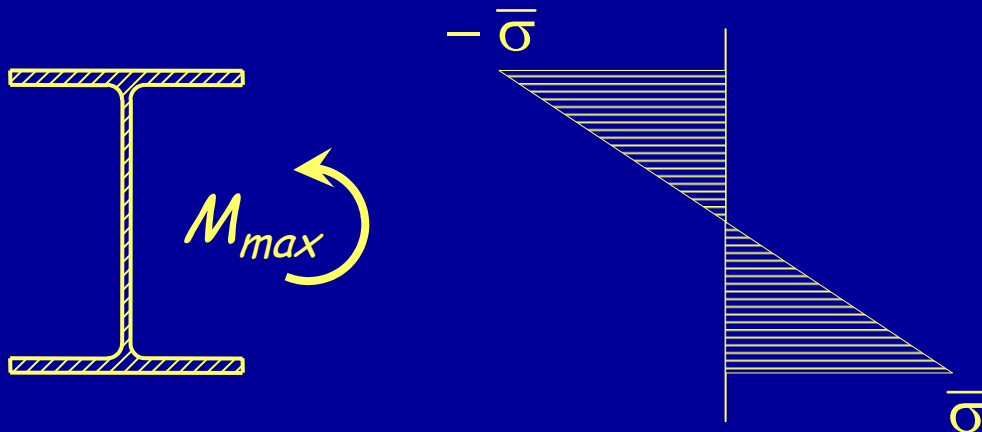
$$M_{Sd} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Verifica - tensioni ammissibili



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

oppure



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

Verifica - confronto

Classe 1 e 2

TA

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

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

$$160 \times 1.45 = 232$$

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

$$235 / 1.05 = 224$$

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.

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.

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

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

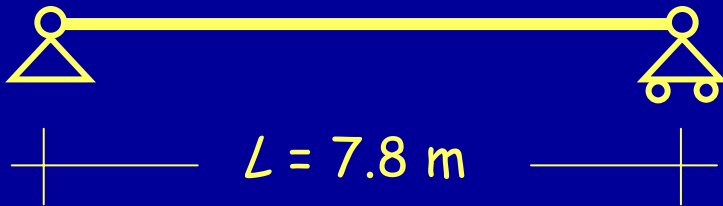
3 - Si sceglie il profilato.

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.

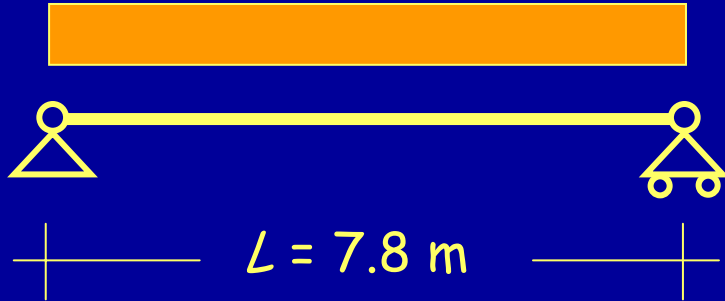
2 - Determinazione del modulo plastico.

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

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

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

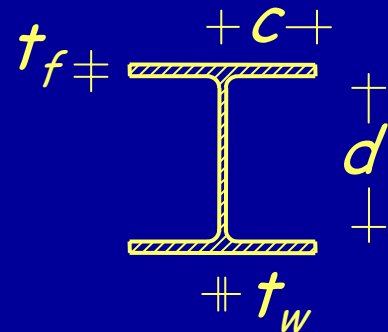
$$W_{pl} = 119.4 \text{ cm}^3$$

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

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

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

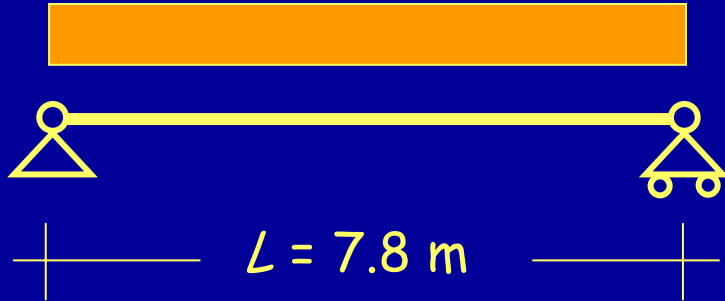
$$t_f = 8 \text{ mm}$$



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

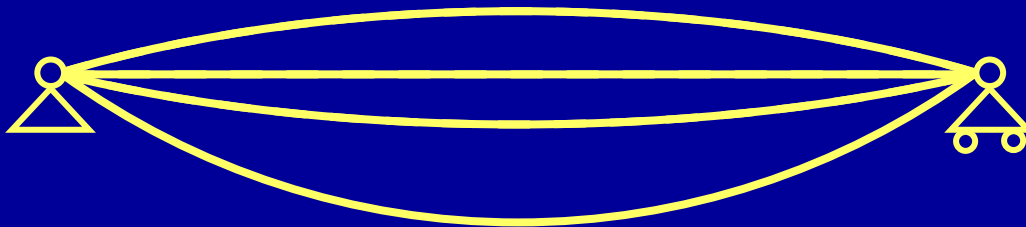
Carico variabile



Carico permanente



Carichi da combinazione
di carico rara



$\pm \delta_0$

δ_1
 δ_2

δ_{\max}

- δ_0 Contromonta
- δ_1 Effetto dei carichi permanenti
- δ_2 Effetto dei carichi variabili
- δ_{\max} Spostamento complessivo ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

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.

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

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



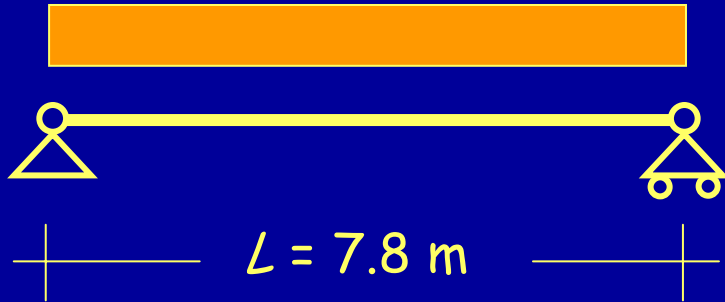
I momento d'inerzia.

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

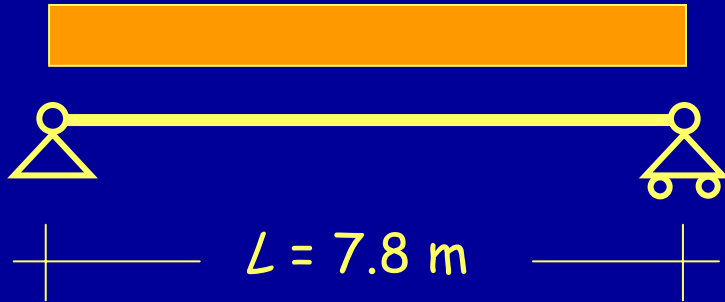
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200}$$

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

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

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

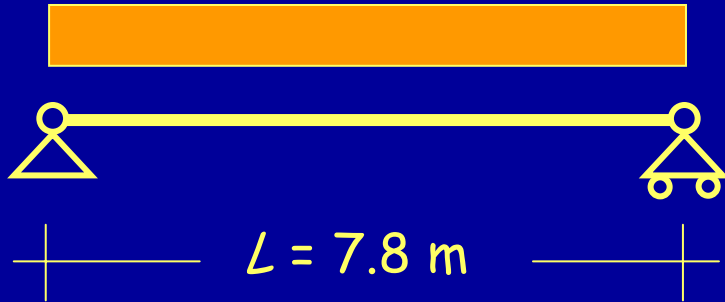
$$I \geq \frac{1250}{384} \frac{Q_k L^3}{E} = \frac{1250}{384} \frac{1.54 \times 7800^3 \times 10^{-4}}{210000} = 1133 \text{ cm}^4$$

~~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

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

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

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