



Politecnico di Bari

Dipartimento di Ingegneria Civile,  
Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica



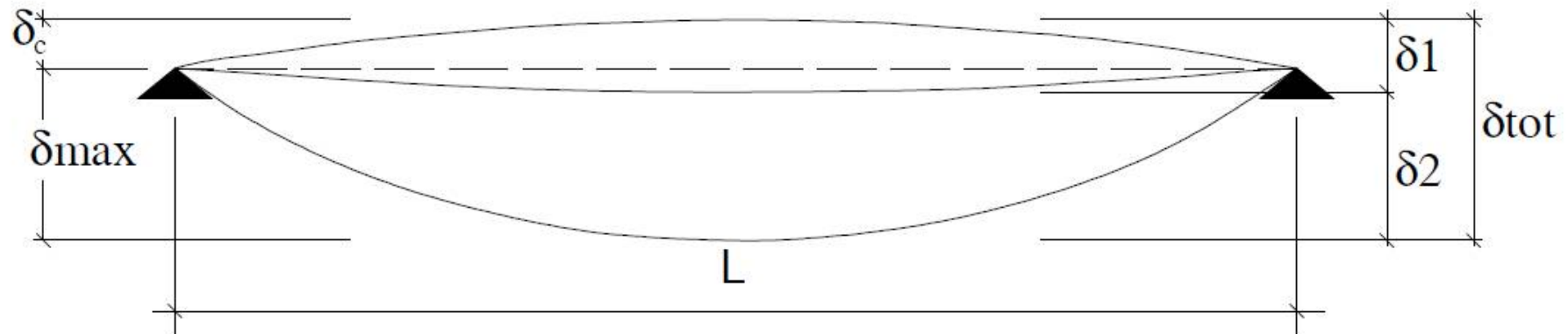
C.d.L. Magistrale in Ingegneria Civile

Corso di **TECNICA delle COSTRUZIONI 2**

**Domenico RAFFAELE**  
domenico.raffaele@poliba.it

**PARTE III : Strutture in Acciaio**

**Lezione n.9 : Verifiche agli S.L.E. e allo S.L. di Fatica**



Politecnico di Bari  
Tecnica delle Costruzioni 2  
**Domenico RAFFAELE**



A.A. 2019-2020

## La verifica agli SLE: necessità di limitare:

- ❑- **deformazioni** che possono compromettere l'uso della struttura;
- ❑- **vibrazioni** che possono dare fastidio o danno;
- ❑- **danni agli elementi non strutturali.**

Quasi sempre nelle strutture in acciaio, tale verifica è predominante rispetto alle verifiche di resistenza e determinante per il dimensionamento degli elementi strutturali.

Ai fini delle verifiche agli SLE, le NTC definiscono tre differenti combinazioni di carico:

- 1 C.C. rara**, impiegata per gli **SLE irreversibili** correlati ad esempio alla rottura della pavimentazione o dei divisorii

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- 2 C.C. frequente**, impiegata per gli **SLE reversibili** ad esempio prodotti dalle vibrazioni che non causano rotture di parti non strutturali;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- 3 C.C. quasi permanente**, impiegata per gli **effetti a lungo termine**

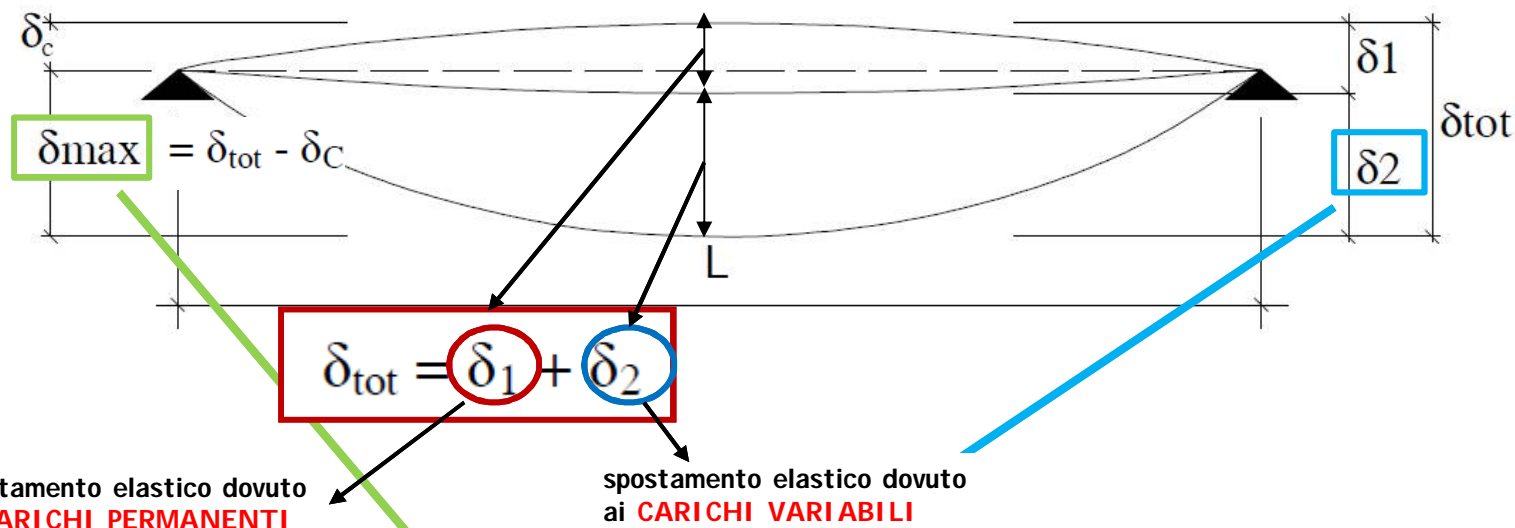
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$



## Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

- **C.C. RARA**  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$  -

CONTROFRECCIA

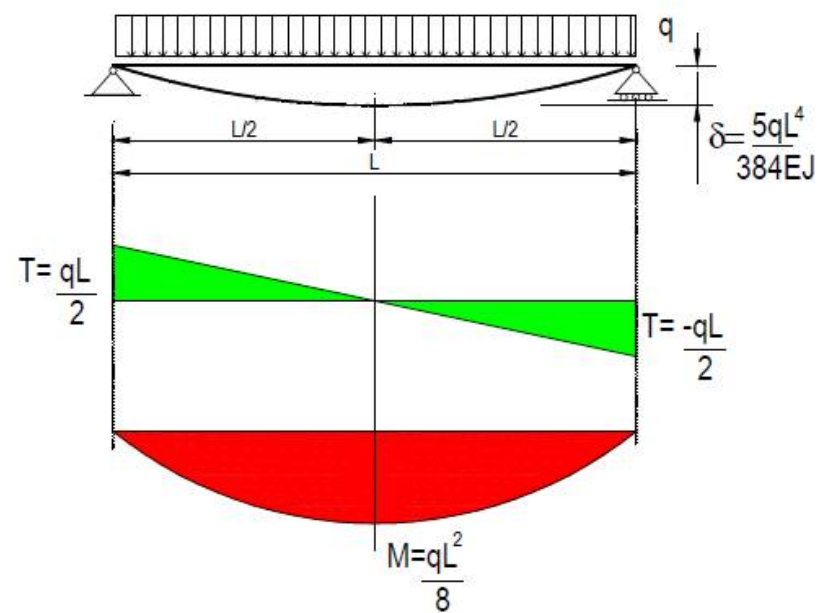
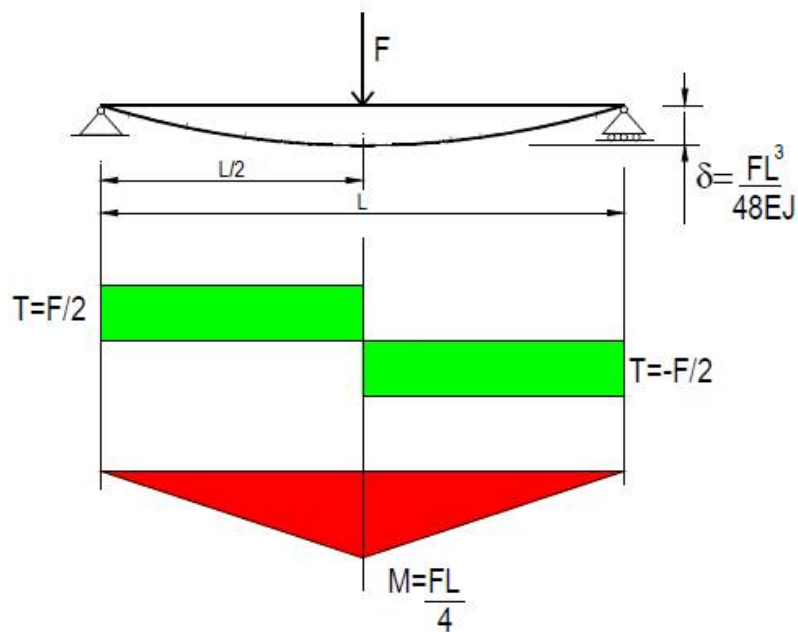
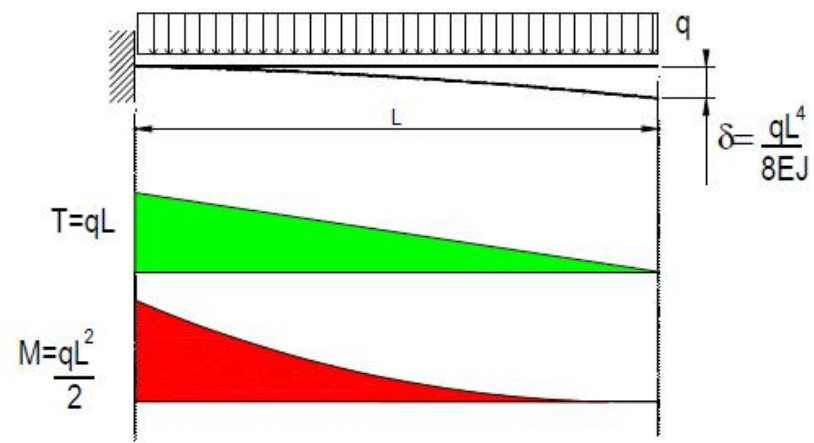
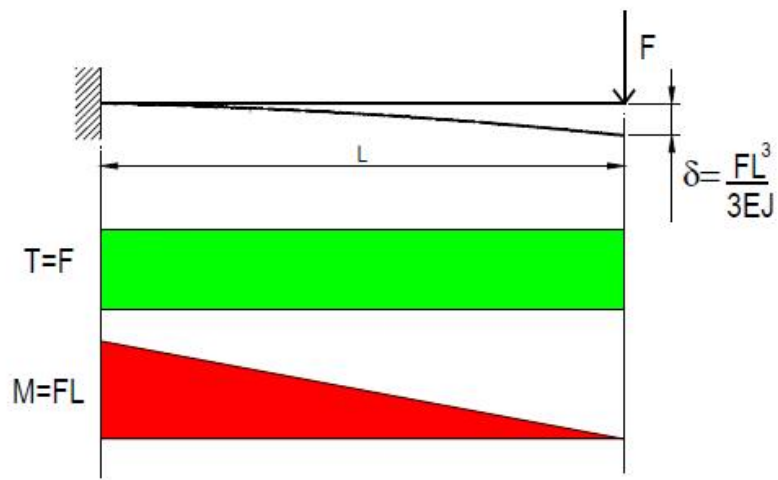


Elementi strutturali	Limiti per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	

**VALORI MINIMI DA UTILIZZARE PER I PONTI**

N.B.: nel caso di mensole, L = doppio dello sbalzo





NOTA

Nel calcolo delle frecce occorre tenere conto delle deformazioni indotte da **scorrimenti nei collegamenti bullonati**.

Ad esempio per una travatura reticolare si hanno ulteriori frecce dovuta agli scorrimenti nei correnti ( $\delta_c$ ) e nelle diagonali ( $\delta_d$ ) che possono essere valutate con le espressioni:

$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (d_0 - d)$$

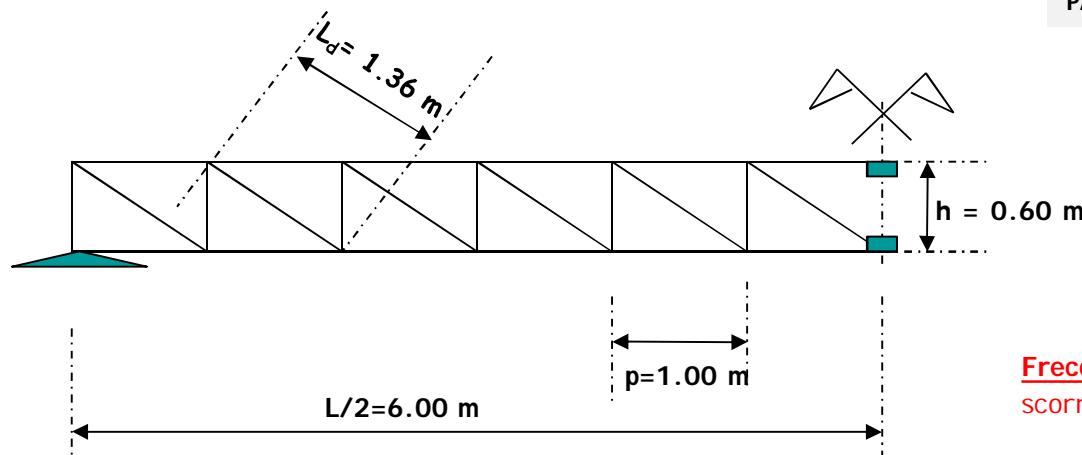
NUMERO DI GIUNTI NEI CORRENTI

$$\delta_d = \frac{L_d}{p} \frac{L}{h} (d_0 - d)$$

GIOCO FORO-BULLONE

LUNGHEZZA DELLE ASTE DIAGONALI

PASSO DELLE ASTE DIAGONALI



Impostando 2 giunti nella mezzera dei correnti ed un gioco foro-bullone di 0.5 mm risulta:

$$\delta_c = 2/6 \cdot 12/0.6 \cdot 0.5 = 3.4 \text{ mm}$$

$$\delta_d = 1.36/1 \cdot 12/0.6 \cdot 0.5 = 13.6 \text{ mm}$$

**Freccia aggiuntiva** indotta da scorrimenti nei collegamenti bullonati = **17.0 mm**



## Controllo degli SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Tabella 4.2.XI Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali <u>monopiano</u> senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici <u>monopiano</u>	$\frac{1}{300}$	/
Edifici <u>multipiano</u>	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

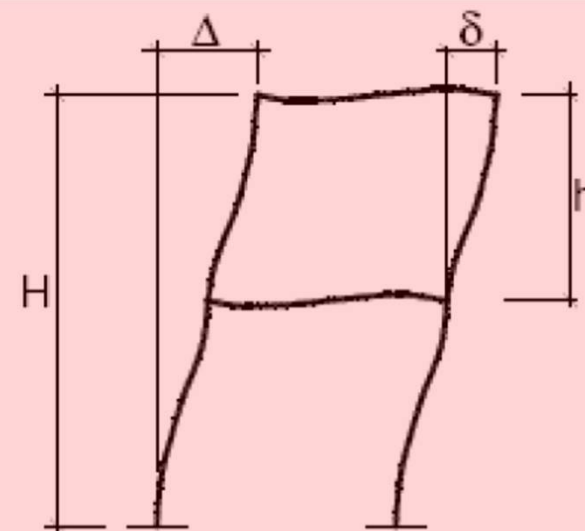
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Per CIASCUN PIANO:

$$\frac{1}{300} h$$

Per L'INTERA STRUTTURA

$$\frac{1}{500} h_{tot}$$



## Controllo delle VIBRAZIONI per le verifiche in esercizio

- **C.C. FREQUENTE**  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$  -

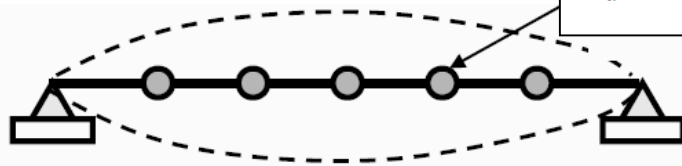
Negli edifici occorre inoltre limitare eccessive vibrazioni verificando che la **frequenza fondamentale** ( $f_o$ ) del sistema strutturale (frequenza più bassa) sia superiore ad assegnati **valori limite** ( $f_{lim}$ ) con l'intento di limitare il disagio degli utenti.

$$f_o \geq f_{lim}$$

Frequenza fondamentale  
per una trave:

$$f_o \cong K \sqrt{\frac{E \cdot J}{M_d \cdot L^4}} \cong \frac{18}{\sqrt{\delta_1 + \delta_2}} \quad \begin{matrix} \text{[Hz]} & & \text{[mm]} \end{matrix}$$

$k=1.57$  Doppio appoggio  
 $k=3.56$  Doppio incastro



$$M_d^{(i)} = \frac{F_d^{(i)}}{g}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 30 \text{ mm} \rightarrow f_o \cong 3 \text{ Hz}$$

$$\delta_1 + \delta_2 = 10 \text{ mm} \rightarrow f_o \cong 5 \text{ Hz}$$

Freccia Totale (dovuta a permaneti + accidenali)

Tipologia	Frequenze Limiti $f_{lim}$
Solai ad uso residenziale	3 Hz
Solai di palestre o di supporto per impianti o macchine vibranti, scale	5 Hz

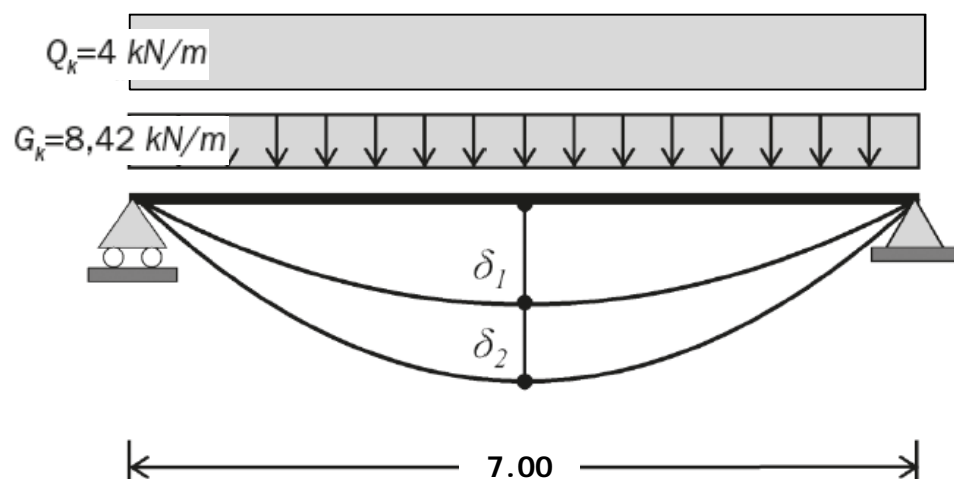
$$f_{lim} 3\text{Hz} \rightarrow \delta \leq 30 \text{ mm}$$

$$f_{lim} 5\text{Hz} \rightarrow \delta \leq 10 \text{ mm}$$



## ESEMPIO 11

## Verifica allo SLE per spostamenti verticali di un elemento inflesso



Combinazione rara

$$F_{d(SLE)} = G_k \cdot \gamma_G + Q_k \cdot \gamma_Q = (8.42 \cdot 1.0 + 4 \cdot 1.0) \text{ kN/m} = 12.42 \text{ kN/m}$$

Abbassamento massimo totale

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{d(SLE)} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.42 \cdot 7000^4}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 22.12 \text{ mm}$$



$$\delta_{max} = 22.12 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = 28 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

S.L. di Vibrazione:  $\delta \leq 30 \text{ mm}$



$$f_o \geq 3 \text{ Hz} \quad \text{OK}$$

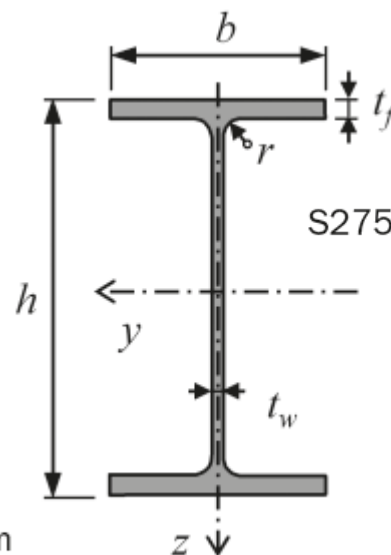
Abbassamento dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4 \cdot 7000^4}{210000 \cdot (8356 \cdot 10^4)} = 7.13 \text{ mm}$$



$$\delta_2 = 7.13 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 23 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

IPE300



Dati

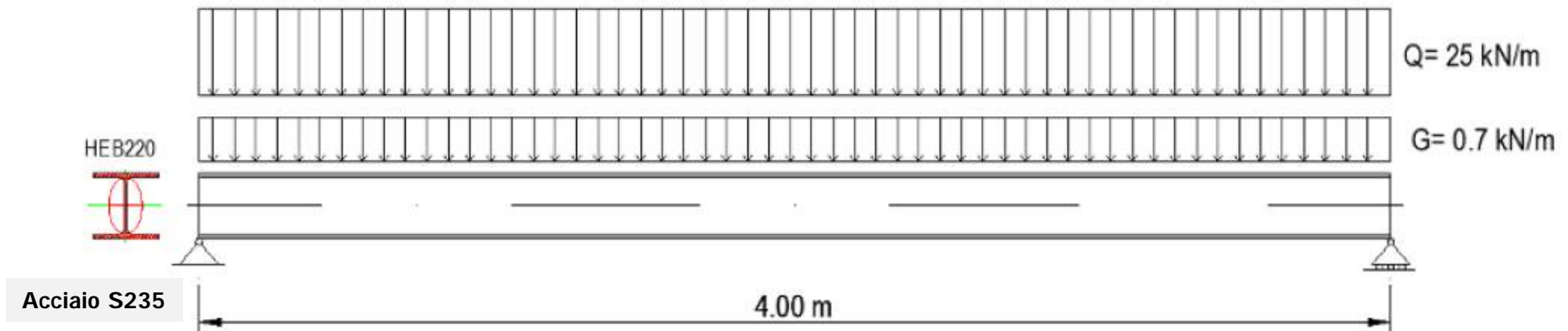
$h$	$= 300 \text{ mm}$
$b$	$= 150 \text{ mm}$
$t_f$	$= 10.7 \text{ mm}$
$t$	$= 7.1 \text{ mm}$
$r$	$= 15 \text{ mm}$
$A$	$= 53.8 \text{ cm}^2$
$G_k$	$= 8.42 \text{ kN/m}$
$I_y$	$= 8356 \text{ cm}^4$
$W_{pl,y}$	$= 628 \text{ cm}^3$





## ESEMPIO 12

## Verifica agli SLU ed SLE di una trave di copertura L=4.00



### Caratteristiche della sezione

#### Classe: 1

#### **Geometria**

$B = 220.0 \text{ mm}$ ;  $H = 220.0 \text{ mm}$   
 $t_w = 9.5 \text{ mm}$ ;  $t_f = 16 \text{ mm}$ ;  $r = 18 \text{ mm}$

#### **Spessori**

anima  $9.5 \text{ mm}$ ; ali  $16.0 \text{ mm}$

#### **Caratteristiche Plastiche**

$W_{pl,x} = 827.00 \text{ cm}^3$ ;  $W_{pl,y} = 393.90 \text{ cm}^3$

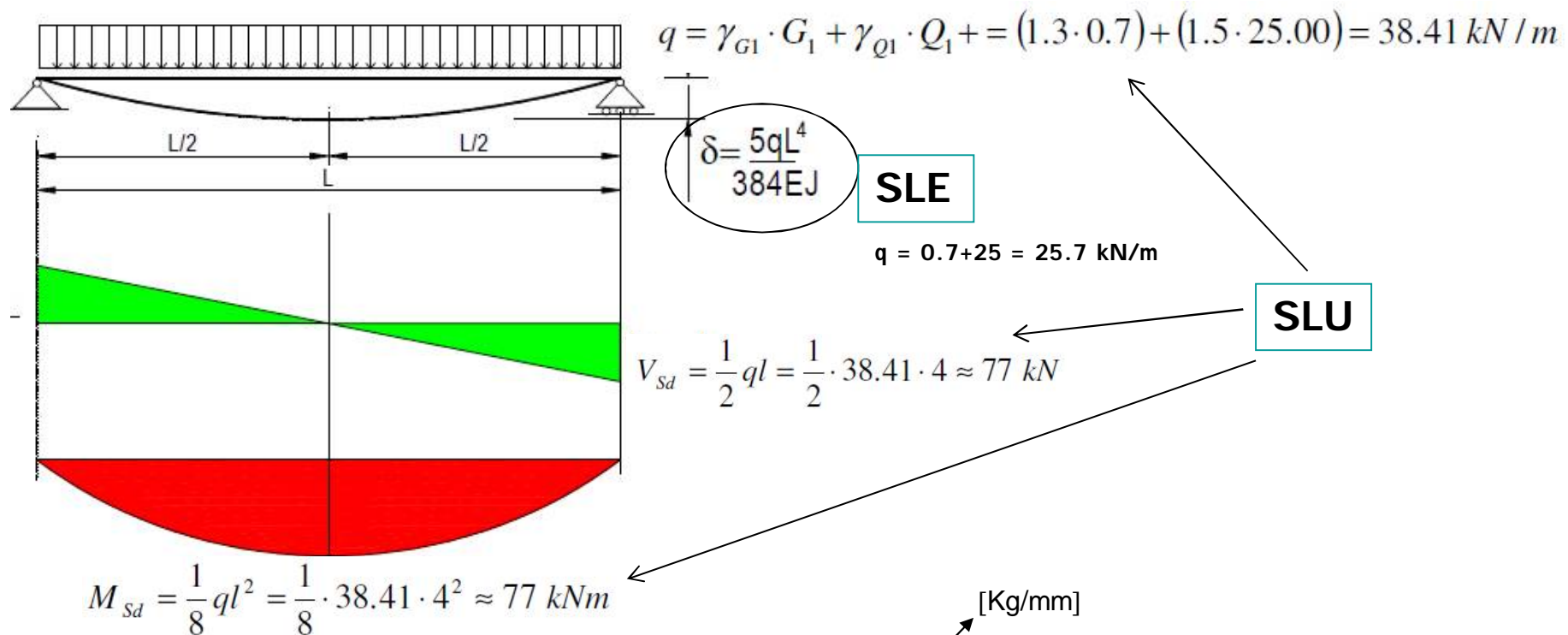
#### **Caratteristiche Elastiche**

Peso  $= 71.48 \text{ daN/m}$ ; Area  $= 91.05 \text{ cm}^2$   
 $W_x = 735.50 \text{ cm}^3$ ;  $W_y = 258.50 \text{ cm}^3$

#### **Momenti d'inerzia**

$J_x = 8091.78 \text{ cm}^4$ ;  $J_y = 2843.29 \text{ cm}^4$





**SLE: Verifica deformazioni in esercizio**

Freccia totale

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(7 + 250) \cdot 400^4}{20000000 \cdot 8091.78} = 0.529 \text{ cm} < L/200 = 2.00 \text{ cm}$$

S.L. di Vibraz.  $0 \leq 50 \text{ mm} \rightarrow f_0 \geq 3 \text{ Hz}$  OK

Freccia per solo carico variabile

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(250) \cdot 400^4}{20000000 \cdot 8091.78} = 0.515 \text{ cm} < L/250 = 1.60 \text{ cm}$$

**Verifica di resistenza a Flessione**

sezione in classe 1

$$M_{Rd}^p = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1.05} = \frac{827000 \cdot 235}{1.05} = 185090476 \text{ Nmm} = 185 \text{ kNm} > M_{sd} = 77 \text{ kNm}$$

**Verifica di resist. a Taglio**

Area resistente al taglio

$$A = h \cdot t_w + 4 \cdot r \cdot t_f = 22 \cdot 0.95 + 4 \cdot 1.8 \cdot 1.6 = 14.54 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = \frac{14.54 \cdot 23500}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 188 \text{ kN} > V_{sd} = 77 \text{ kN}$$

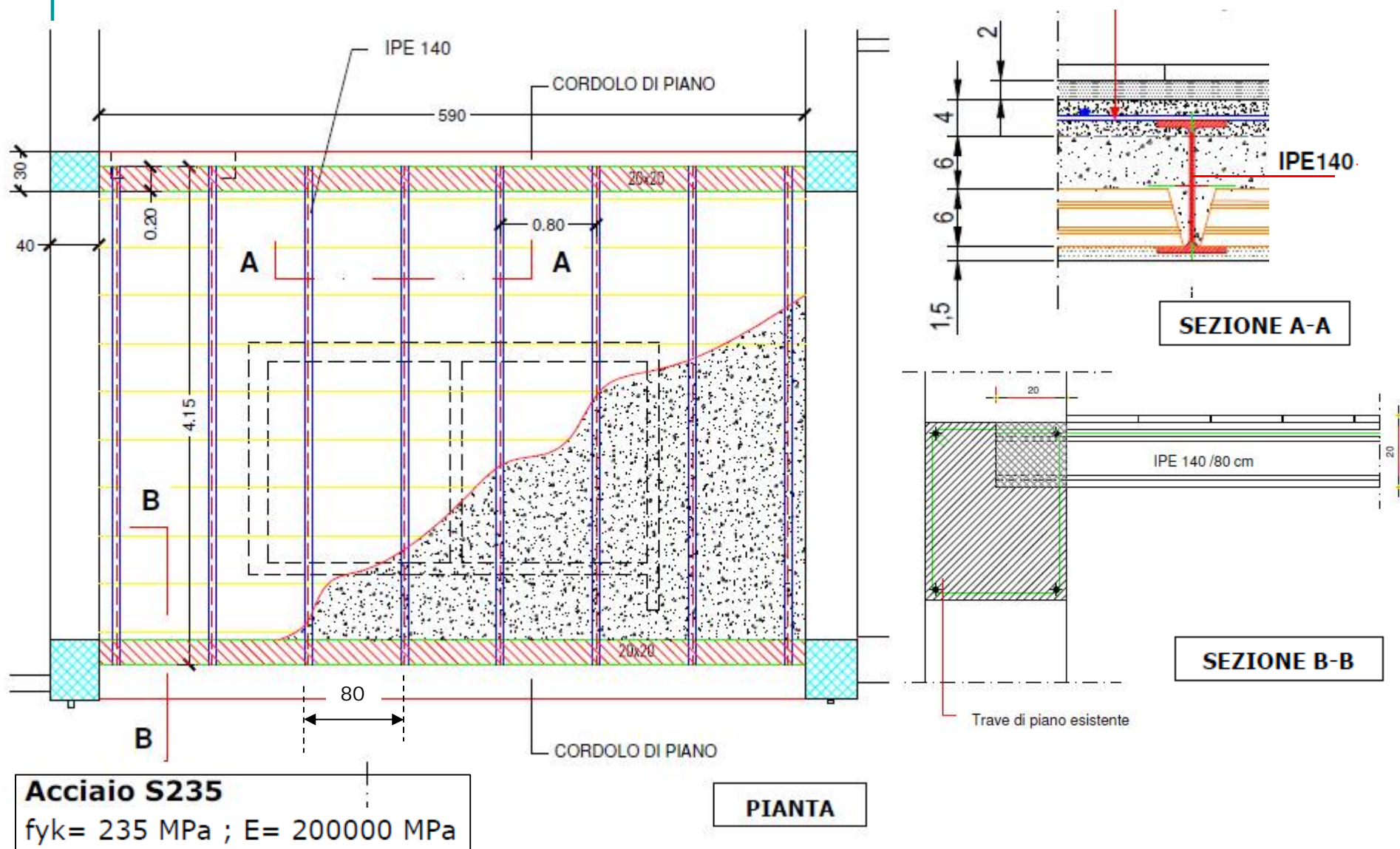


Politecnico di Bari  
Tecnica delle Costruzioni 2  
Domenico RAFFAELE

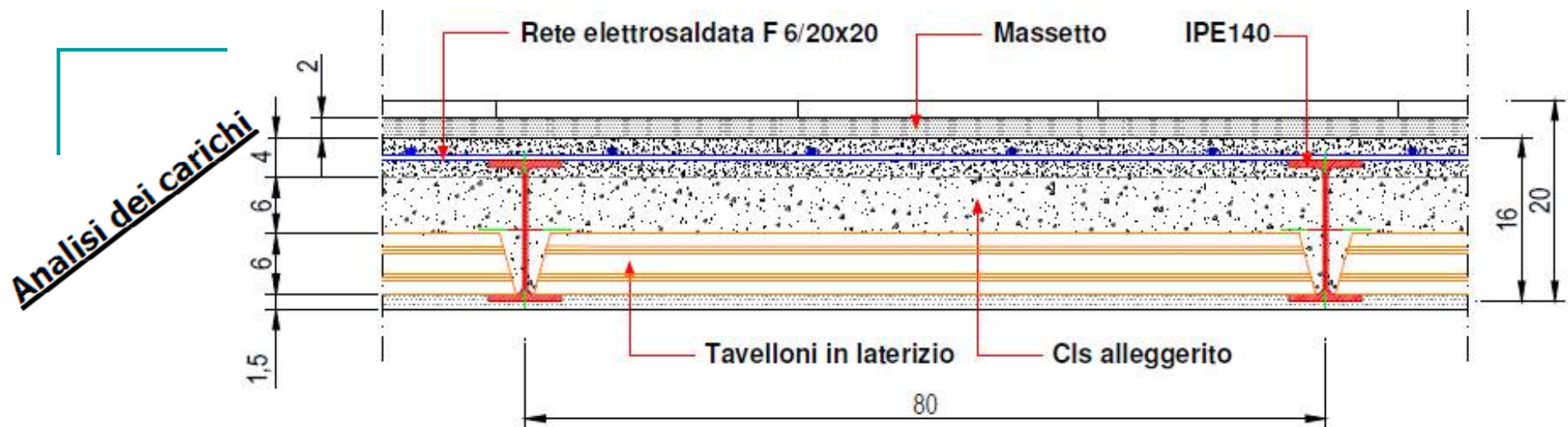


## ESEMPIO 13

## Realizzazione di un impalcato in acciaio







Carichi mq di solaio

- Permanente strutturale ( $G_1$ )

Profilati IPE 140:  $0.129 \text{ kN/m} / 0.80 \text{ m} = \mathbf{0.161 \text{ kN/mq}}$

- Permanente non strutturale ( $G_2$ )

Tavelloni in laterizio (6 cm):	$1.00 \times 1.00 \times 0.06 \times \mathbf{8}$	$= 0.48 \text{ kN/mq}$
Calcestruzzo alleggerito (6 cm):	$1.00 \times 1.00 \times 0.06 \times \mathbf{13}$	$= 0.78 \text{ kN/mq}$
Massetto armato (4 cm):	$1.00 \times 1.00 \times 0.04 \times \mathbf{25}$	$= 1.00 \text{ kN/mq}$
Massetto in malta di cemento (2 cm):	$1.00 \times 1.00 \times 0.02 \times \mathbf{21}$	$= 0.42 \text{ kN/mq}$
Intonaco soffitto in gesso (1.5 cm):	$1.00 \times 1.00 \times 0.015 \times \mathbf{12}$	$= 0.18 \text{ kN/mq}$
Pavimento in ceramica:		$= 0.40 \text{ kN/mq}$
	<b>Totale</b>	$= \mathbf{3.26 \text{ kN/mq}}$

- Variabile ( $Q_k$ )

Sovraccarico per uffici aperti al pubblico:  $= \mathbf{3.00 \text{ kN/mq}}$



✓ **Caratteristiche della sezione (Classe: 1)**

Peso = 12.90 daN/m; Area = 16.40 cm<sup>2</sup>

**Geometria**

B = 73 mm; H = 140 mm  
tw = 4.7 mm; tf = 6.9 mm; r = 7 mm

**Moduli di resistenza**

Wpl,x = 88.40 cm<sup>3</sup>; Wx = 77.30 cm<sup>3</sup>;

**Momenti d'inerzia**

Jx = 541 cm<sup>4</sup>; Jy = 44.90 cm<sup>4</sup>

✓ **Caratteristiche dei materiali**

**Acciaio S235**

fyk = 235 MPa; E = 200000 MPa

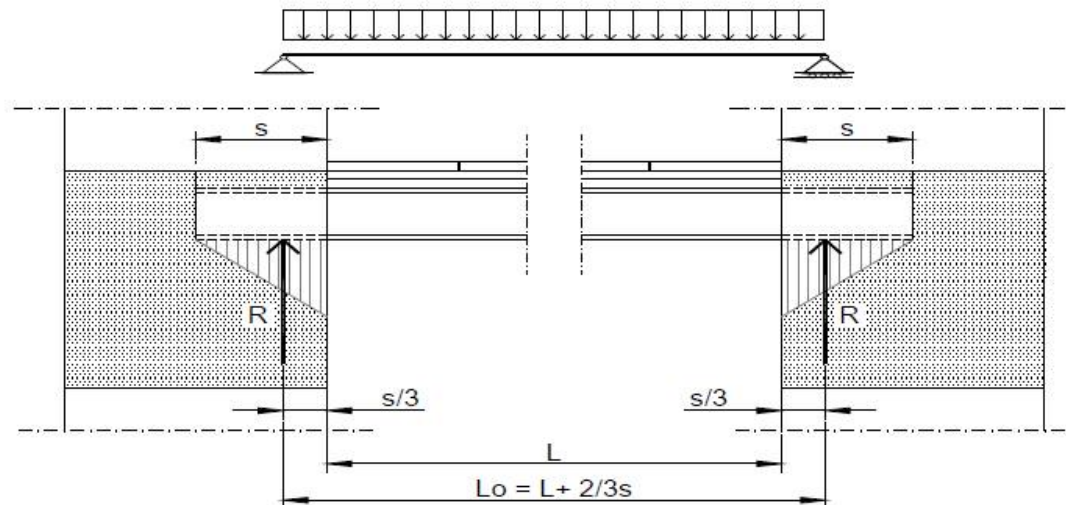
✓ **Combinazione di carico allo SLU**

$$q = (\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1) \cdot i = [(1.3 \cdot 0.16) + (1.5 \cdot 3.26) + (1.5 \cdot 3.00)] \cdot 0.8 = 9.56 \cdot 0.80 = 7.65 \text{ kN/m}$$

✓ **Combinazione di carico allo SLE (RARA)**

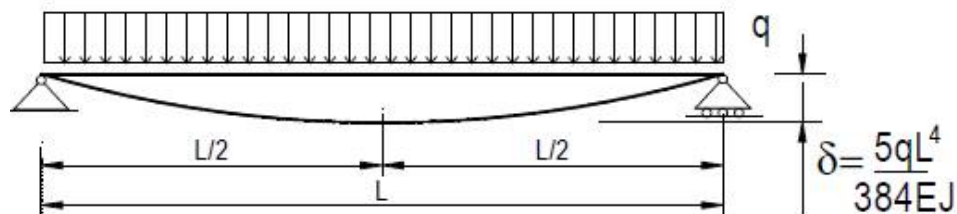
$$q = (G_1 + G_2 + Q_1) \cdot i = [0.16 + 3.26 + 3.00] \cdot 0.80 = 6.39 \cdot 0.80 = 5.12 \text{ kN/m}$$

✓ **Calcolo della luce teorica**



$$L_0 = L + \frac{2}{3}s = 3.75 + \frac{2}{3}0.2 \approx 3.90 \text{ m}$$





$$q_{SLE} = 5,12 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \cdot 7.65 \cdot 3.90 \approx 15 \text{ kN}$$

$$q_{SLU} = 7,65 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \cdot 7.65 \cdot 3.90^2 \approx 14.55 \text{ kNm}$$

$$\text{S.L. di Vibraz. } \delta \leq 30 \text{ mm} \rightarrow f_o \geq 3 \text{ Hz OK}$$

**SLE: Verifica deformazioni in esercizio**

Freccia totale

$$\delta_1 = \delta_1 + \delta_1 = \frac{5}{384} \frac{[16 + 326 + 300] \cdot 390^4}{20000000 \cdot 541} = 1.43 \text{ cm} < L / 200 = 1.56 \text{ cm}$$

Freccia per solo carico variabile

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{(300) \cdot 390^4}{20000000 \cdot 541} = 0.67 \text{ cm} < L / 300 = 1.30 \text{ cm}$$

**Verifica di resistenza a Flessione**

sezione in classe 1

$$M_{Rd}^p = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1.05} = \frac{88400 \cdot 235}{1.05} = 19784762 \text{ Nmm} = 19.8 \text{ kNm} > M_{sd} = 14.55 \text{ kNm}$$

**Verifica di resist. a Taglio**

Area resistente al taglio

$$A = h \cdot t_w + 4 \cdot r \cdot t_f = 14 \cdot 0.47 + 4 \cdot 0.7 \cdot 0.69 = 8.51 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd}^p = \frac{A \cdot f_{yk}}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = \frac{8.51 \cdot 23.5}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 110 \text{ kN} > V_{sd} = 15 \text{ kN}$$

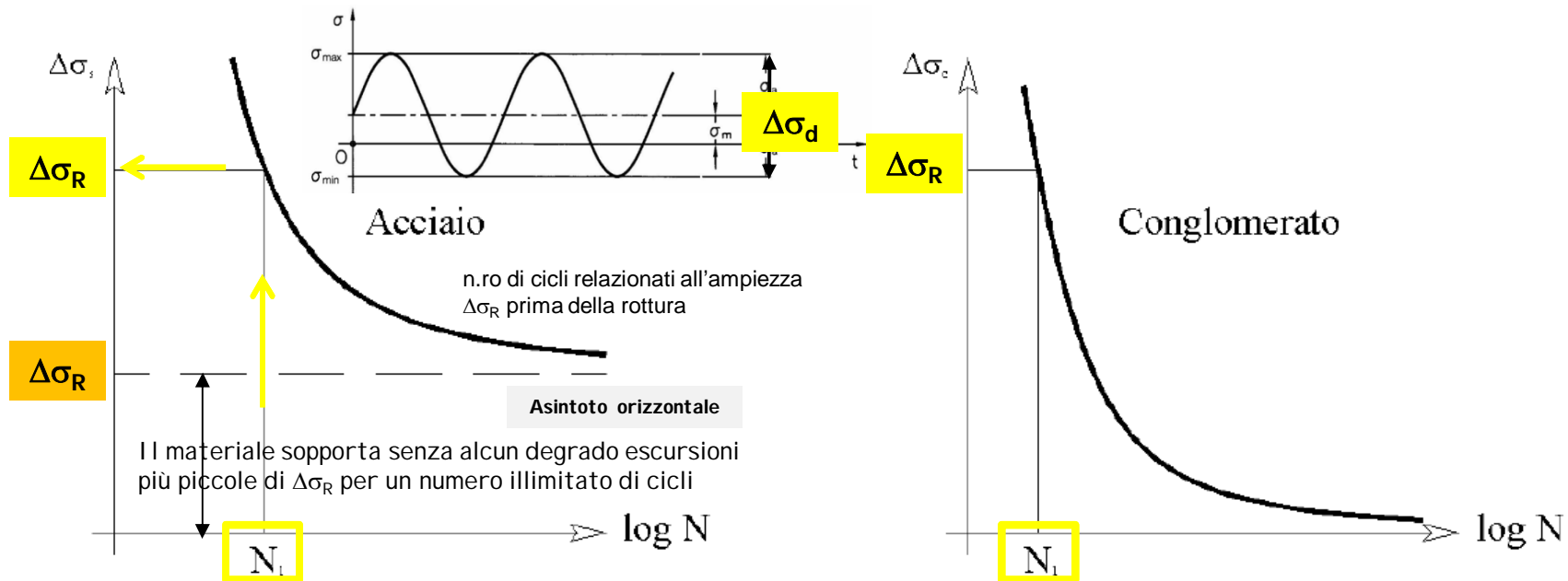


Politecnico di Bari  
Tecnica delle Costruzioni 2  
Domenico RAFFAELE



## LA FATICA

La **fatica** è quel fenomeno secondo cui i materiali sottoposti a dei carichi variabili tra un valore massimo ( $\sigma_{\max}$ ) e uno minimo ( $\sigma_{\min}$ ), e ripetuti nel tempo per un certo numero di volte (**cicli**), presentano una diminuzione della sollecitazione massima sopportabile.



Il fenomeno è descritto da diagrammi sperimentali ( $\log N - \Delta\sigma$ ), detti **curve di Wohler** nei quali:

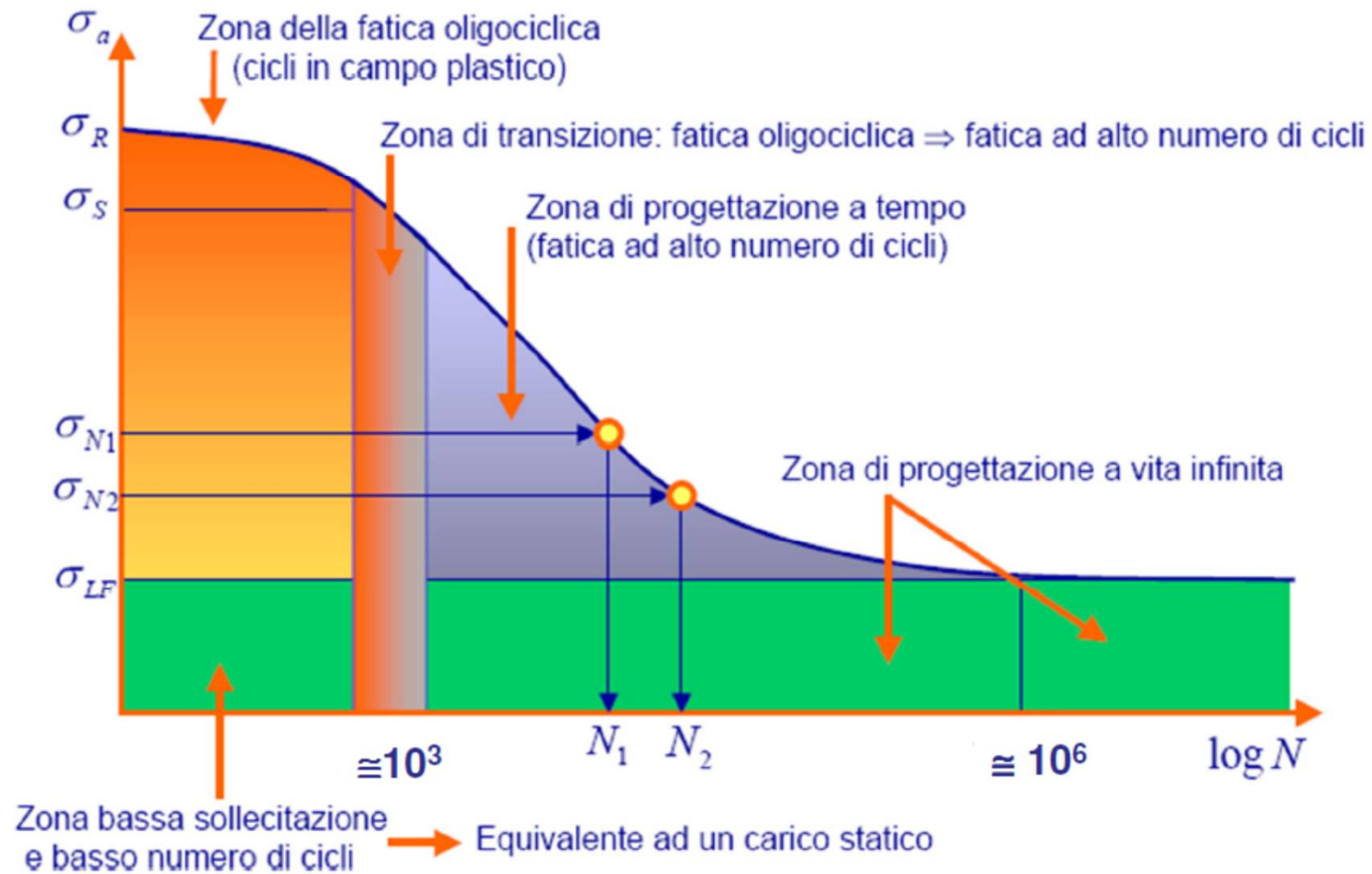
- $\Delta\sigma$  rappresenta l'entità della variazione di tensione prodotta dai carichi di servizio
- $N$  è il numero di cicli in cui tale variazione può verificarsi senza danneggiamento per il materiale

Le due curve evidenziano caratteristiche marcatamente diverse:

- 1) mentre le curve sperimentali relative all'**acciaio** presentano asintoti orizzontali che indicano la possibilità di realizzare una vita illimitata a fatica per cicli di tensioni di ampiezza minore di  $\Delta\sigma_R$
- 2) nel caso del **conglomerato** non è stata dimostrata l'esistenza di un tale asintoto orizzontale.



# I tipi di fatica





## VERIFICA A FATICA

Si definisce **limite di fatica** ( $\Delta\sigma_R$ ) la **massima resistenza residua** del materiale per un numero elevato di cicli (generalmente **10 milioni di cicli** per gli acciai).

Per strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_d \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}}$$

**Coeff. parziale sulle azioni** (generalmente =1) →  $\gamma_{Ff}$

l'**escursione** di tensione prodotta dalle azioni cicliche **di progetto** che inducono fenomeni di fatica →  $\Delta\sigma_d$

**RESISTENZA A FATICA** funzione della  
 - categoria del **dettaglio costruttivo**  
 - e del **numero totale di cicli** di sollecitaz. →  $\Delta\sigma_R$

coefficiente parziale sulle resistenze →  $\gamma_{Mf}$

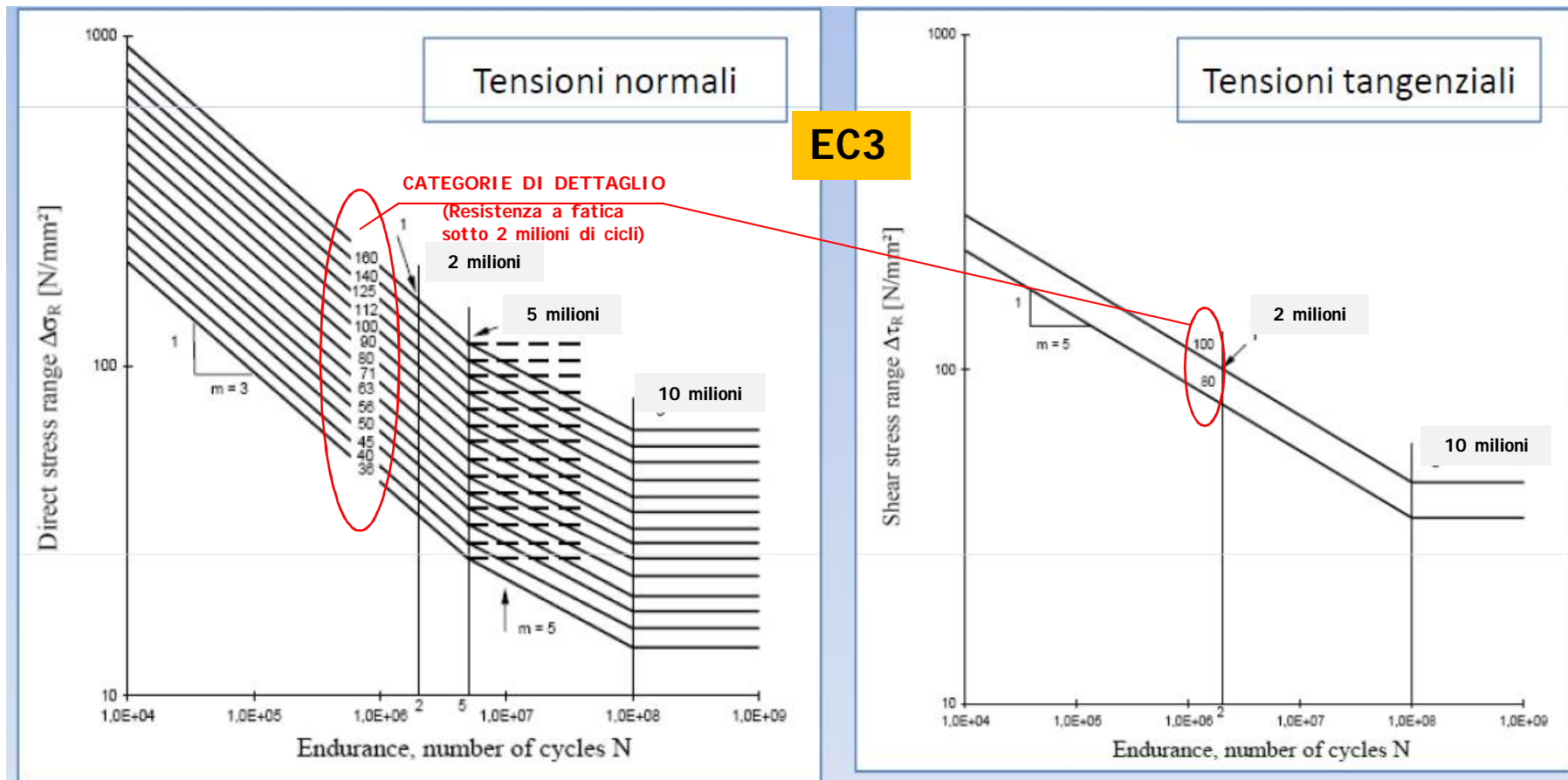
Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

richiede dettagli idonei alla redistribuzione degli sforzi e prestabilite **procedure di ispezione e manutenzione**





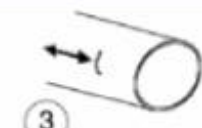


# CURVE DI RESISTENZA A FATICA

La resistenza a fatica può ricavarsi dai grafici seguenti in funzione della **categoria del dettaglio costruttivo** e del **numero totale di cicli** di sollecitazione cui si prevede sarà sottoposta la struttura


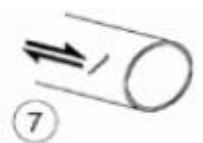


Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrane che sostengono **macchine vibranti** o **dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi**

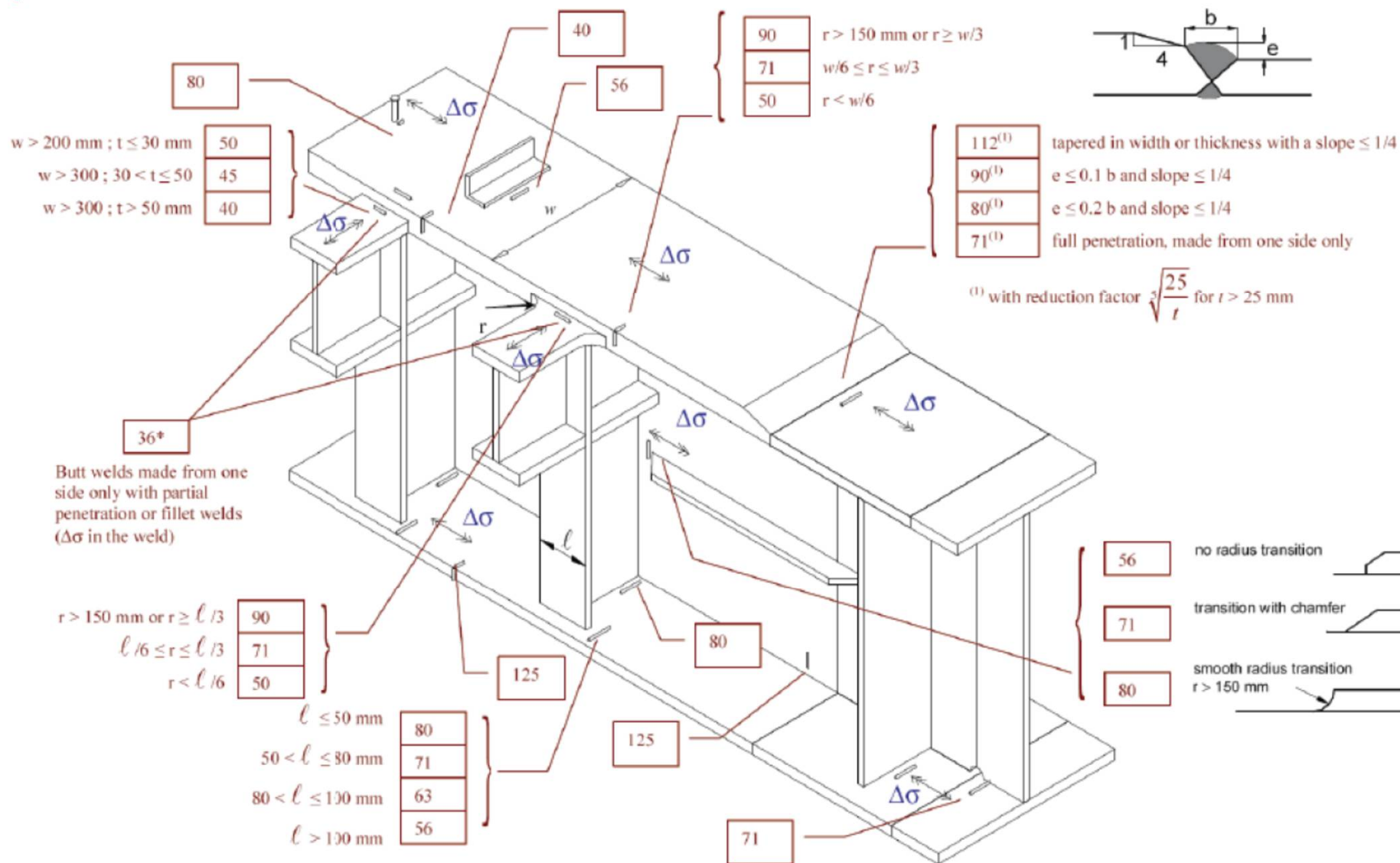


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	EC3	Descrizione	Requisiti
160 140 <sup>(1)</sup>	  		Prodotti laminati e estrusi  1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 <sup>(1)</sup>			Lamiere tagliate con gas o meccanicamente  4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 <sup>(1)</sup>			5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza ≤1:4, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi.
				Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

(1) classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100	 	6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

# CLASSIFICAZIONE DEI DETTAGLI STRUTTURALI TIPO PER VERIFICHE A FATICA



⇒ Si individua il dettaglio e le corrispondenti resistenze a fatica per il prefissato numero di cicli (2 milioni)

⇒ La verifica a fatica (per tensioni normali) si effettua con:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_E \leq \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

⇒ La verifica a fatica (per tensioni tangenziali) si effettua con:

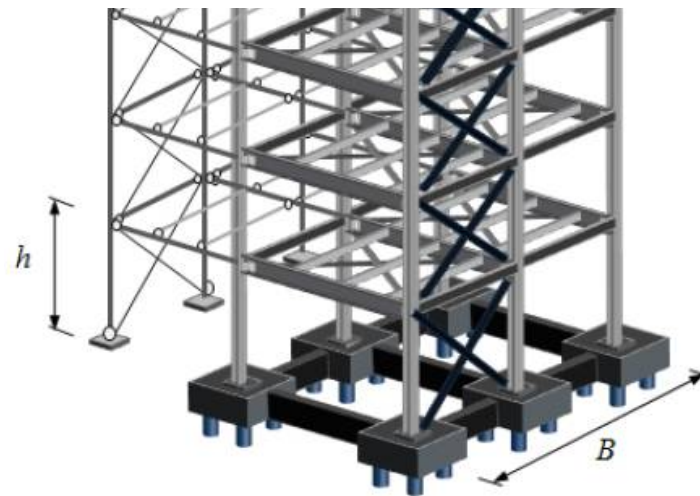
$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_E \leq \frac{\Delta \tau_C}{\gamma_{Mf}}$$

⇒ In presenza di azione combinata la verifica a fatica si effettua con:

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_E}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1.0$$



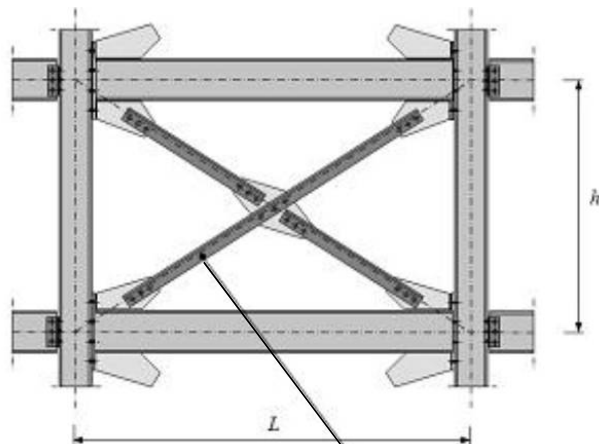
## ESERCIZI RIASSUNTIVI: S.L.U. - S.L.E.





## ESERCIZIO 01

## Resistenza allo SLU di un diagonale teso di controvento



acciaio S275

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento per  $t < 40 \text{ mm}$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

tensione di rottura per  $t < 40 \text{ mm}$

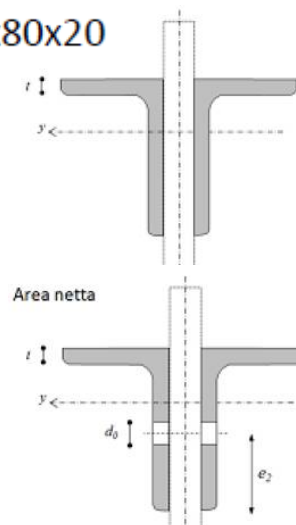
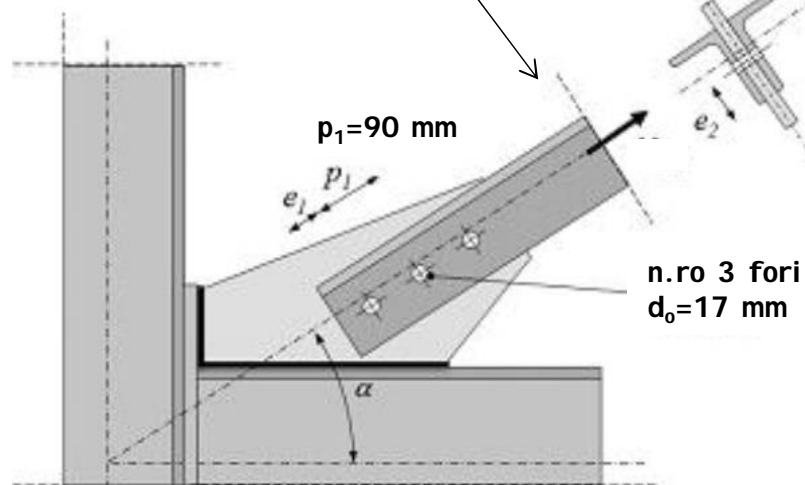
$$\gamma_{M0} = 1.05$$

coefficiente di sicurezza parziale per resistenza

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

coefficiente di sicurezza parziale per rottura localizzata

2 L 180x80x20



$$A = 2 \times 2269 \text{ mm}^2$$

Area trasversale LORDA

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1189 \text{ kN}$$

$$d_0 = 17 \text{ mm}$$

diametro del foro bulloni

$$t = 12 \text{ mm}$$

spessore angolare

Area trasversale NETTA

$$A_{net} = A - t \cdot d_0 = 4334 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 1342 \text{ kN}$$

**RESISTENZA DI PROGETTO A TRAZIONE**

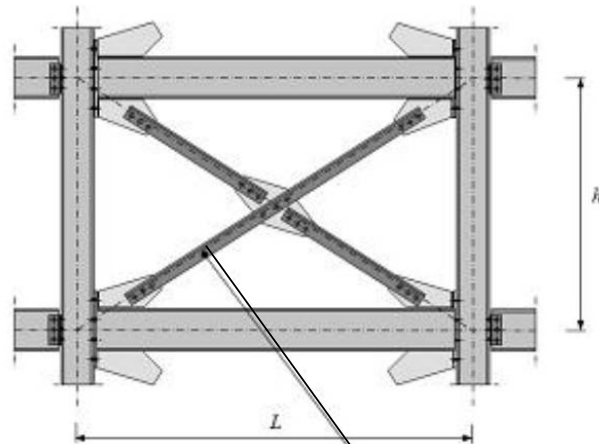
$$N_{t.Rd} = \min(N_{pl.Rd}, N_{u.Rd}) = 1189 \text{ kN}$$

la resistenza a trazione della diagonale è governata dalla rottura della sezione lorda (ROTTURA DUTTILE)



## ESERCIZIO 02

## Progetto allo SLU di un diagonale teso di controvento



acciaio S275

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento per  $t < 40 \text{ mm}$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

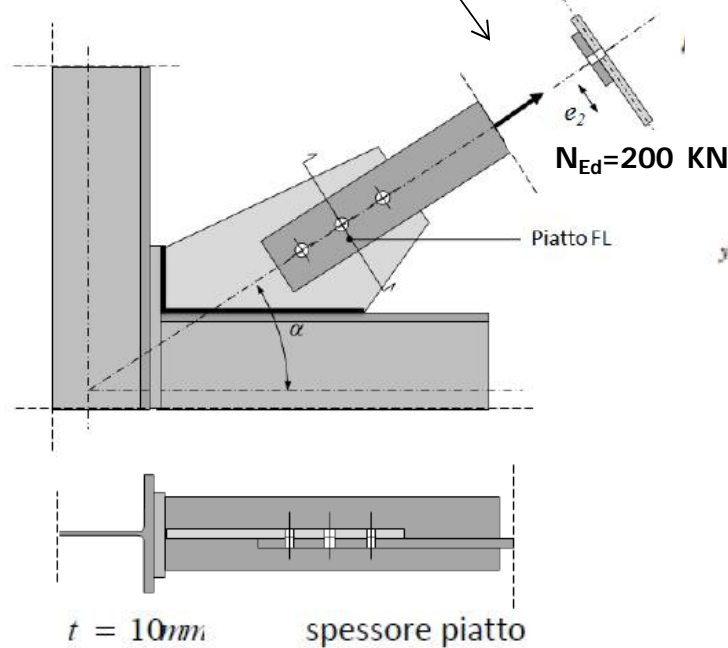
tensione di rottura per  $t < 40 \text{ mm}$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

coefficiente di sicurezza parziale per resistenza

$$\gamma_{M1} = 1.25$$

coefficiente di sicurezza parziale per rottura localizzata



AREA TEORICA di PROGETTO

$$A_d = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = 764 \text{ mm}^2$$

ALTEZZA Teorica

$$h_d = \frac{A_d}{t} = 76 \text{ mm}$$

ALTEZZA Reale

$$h = 80 \text{ mm}$$

La dimensione del piatto in acciaio S275 che sopporta lo sforzo di progetto è FL 80x10





## Determinazione del foro limite

### Resistenza plastica della sezione lorda

$$A_s = t \cdot h = 800 \text{ mm}^2$$

area sezione lorda

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 210 \text{ kN}$$

sforzo normale plastico

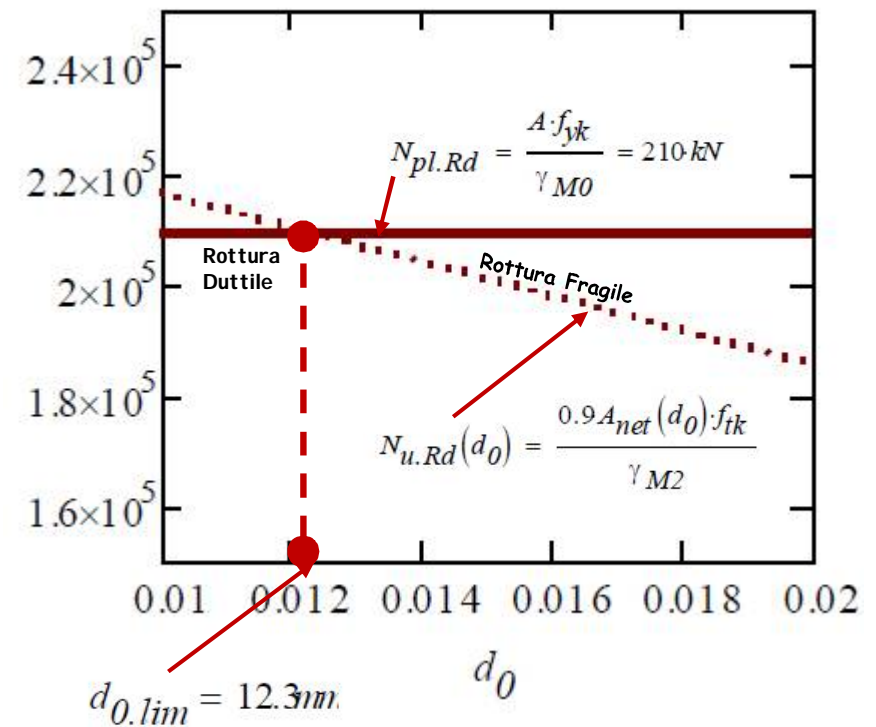
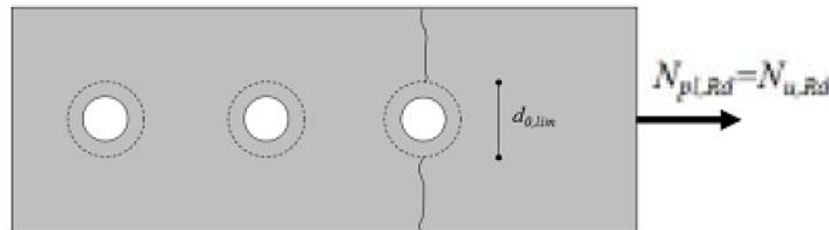
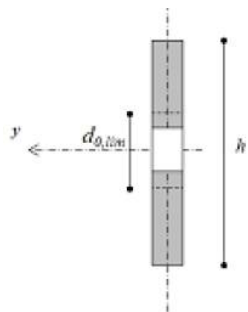
### Resistenza ultima della sezione netta

$$A_{net}(d_0) = A - t \cdot d_0$$

area netta

$$N_{u.Rd}(d_0) = \frac{0.9 A_{net}(d_0) \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

sforzo normale ultimo



Per bulloni con diametro superiore ad M12 ( $d_0=13\text{mm}$ ) l'asta è soggetta a rottura fragile.



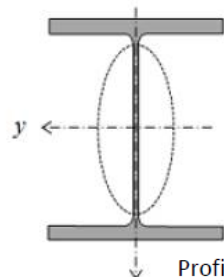
## ESERCIZIO 03

## Verifica allo SLU di un'asta compressa tozza

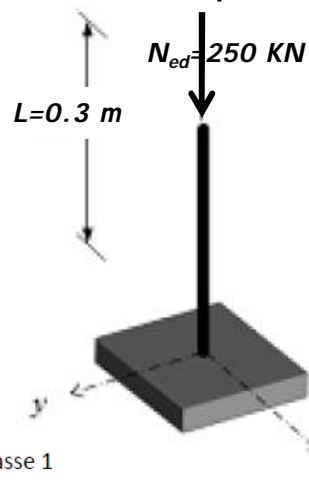
MODELLO GEOMETRICO

acciaio S275

Sezione trasversale  
HE 160 B



Profilo di Classe 1



$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione di snervamento per  $t < 40 \text{ mm}$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

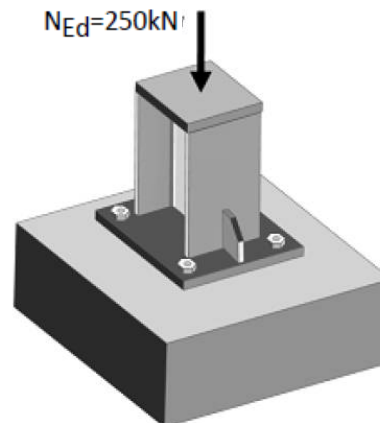
tensione di rottura per  $t < 40 \text{ mm}$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

coefficiente di sicurezza parziale per INSTABILITA'

$$\lambda_p = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} = 86.815$$

SNELLEZZA LIMITE



soglia oltre la quale occorre sostituire ad  $f_{yk}$  la  $\sigma_{cr}$

$$A = 5425 \text{ mm}^2$$

area della sezione trasversale  
lorda

$$I_y = 24919983 \text{ mm}^4$$

momento d'inerzia secondo  
l'asse forte

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 68 \text{ mm}$$

raggio giratore secondo  
l'asse forte

$$I_z = 8892339 \text{ mm}^4$$

momento d'inerzia secondo  
l'asse debole

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 40 \text{ mm}$$

raggio giratore secondo l'asse  
debole

Sbandamento intorno all' asse forte y-y

$$L_{0,y} = 2 \cdot L$$

$$\lambda_y = \frac{L_{0,y}}{i_y} = 8.853$$

snellezza adimensionale intorno ad y-y

$$\lambda'_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = 0.1$$

< 0.2

Sbandamento intorno all' asse debole z-z

$$L_{0,z} = 2 \cdot L$$

$$\lambda_z = \frac{L_{0,z}}{i_z} = 14.82$$

snellezza adimensionale intorno ad z-z

$$\lambda'_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_p} = 0.17$$

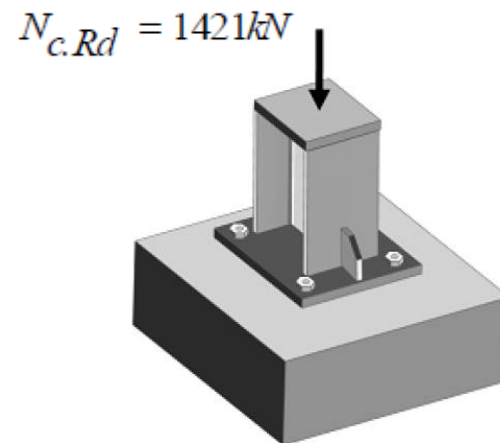
< 0.2



Trattandosi di ASTA TOZZA la resistenza a compressione di progetto vale:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 1421 \text{ kN}$$

5425 mm<sup>2</sup>      275 MPa      1.05



$$N_{Ed} = 250 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1421 \text{ kN}$$

OK



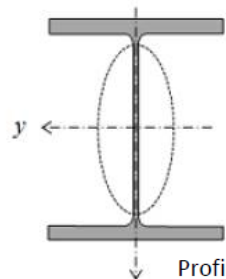
## ESERCIZIO 04

## Capacità portante di una colonna compressa snella

MODELLO GEOMETRICO

acciaio S275

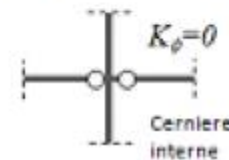
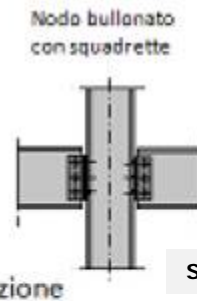
Sezione trasversale  
HE 160 B



Profilo di Classe 1

$L_{oy} = 3.5 \text{ m}$

$L_{oz} = 3.5 \text{ m}$



Si assume uno SCHEMA PENDOLARE

$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$

tensione di snervamento per  $t < 40 \text{ mm}$

$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

tensione di rottura per  $t < 40 \text{ mm}$

$\gamma_{M1} = 1.05$

coefficiente di sicurezza parziale per INSTABILITA'

Sbandamento intorno all' asse forte y-y

CARICO CRITICO EULERIANO  
per instabilità flessionale

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{0,y}^2} = 4216 \text{ kN}$$

snellezza adimensionale intorno ad y-y

$$\lambda'_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = 0.59$$

**> 0.2**

Sbandamento intorno all' asse debole z-z

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{0,z}^2} = 1505 \text{ kN}$$

CARICO CRITICO EULERIANO  
per instabilità flessionale

snellezza adimensionale intorno ad z-z

$$\lambda'_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = 1$$

**> 0.2**

$$A = 5425 \text{ mm}^2$$

area della sezione trasversale  
lorda

$$I_y = 24919983 \text{ mm}^4$$

momento d'inerzia secondo  
l'asse forte

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 68 \text{ mm}$$

raggio giratore secondo  
l'asse forte

$$I_z = 8892339 \text{ mm}^4$$

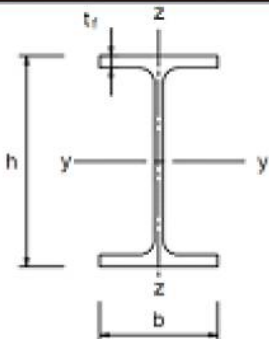
momento d'inerzia secondo  
l'asse debole

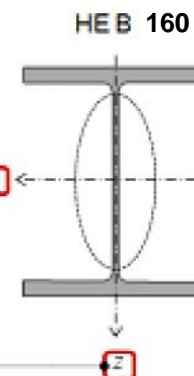
$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 40 \text{ mm}$$

raggio giratore secondo l'asse  
debole



## Determinazione dei coefficienti di riduzione per instabilità $\chi(\lambda, \alpha)$

Tipologia di membratura	Limiti geometrici	Instab. interno all'asse	Grado Acciaio	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<i>Profilo a doppio T laminati a caldo</i> 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c



$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$A = 5425 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$	Coefficiente $\chi$		
	a	b	c
0.1	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949
0.4	0.953	0.926	0.897
0.5	0.924	0.884	0.843
0.6	0.890	0.837	0.785
0.7	0.848	0.784	0.725
0.8	0.796	0.724	0.662
0.9	0.734	0.661	0.600
1	0.666	0.597	0.540
1.1	0.596	0.535	0.484
1.2	0.530	0.478	0.434

$$\chi_d = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.54$$

La colonna compressa è soggetta ad instabilità globale intorno all'asse debole z-z.

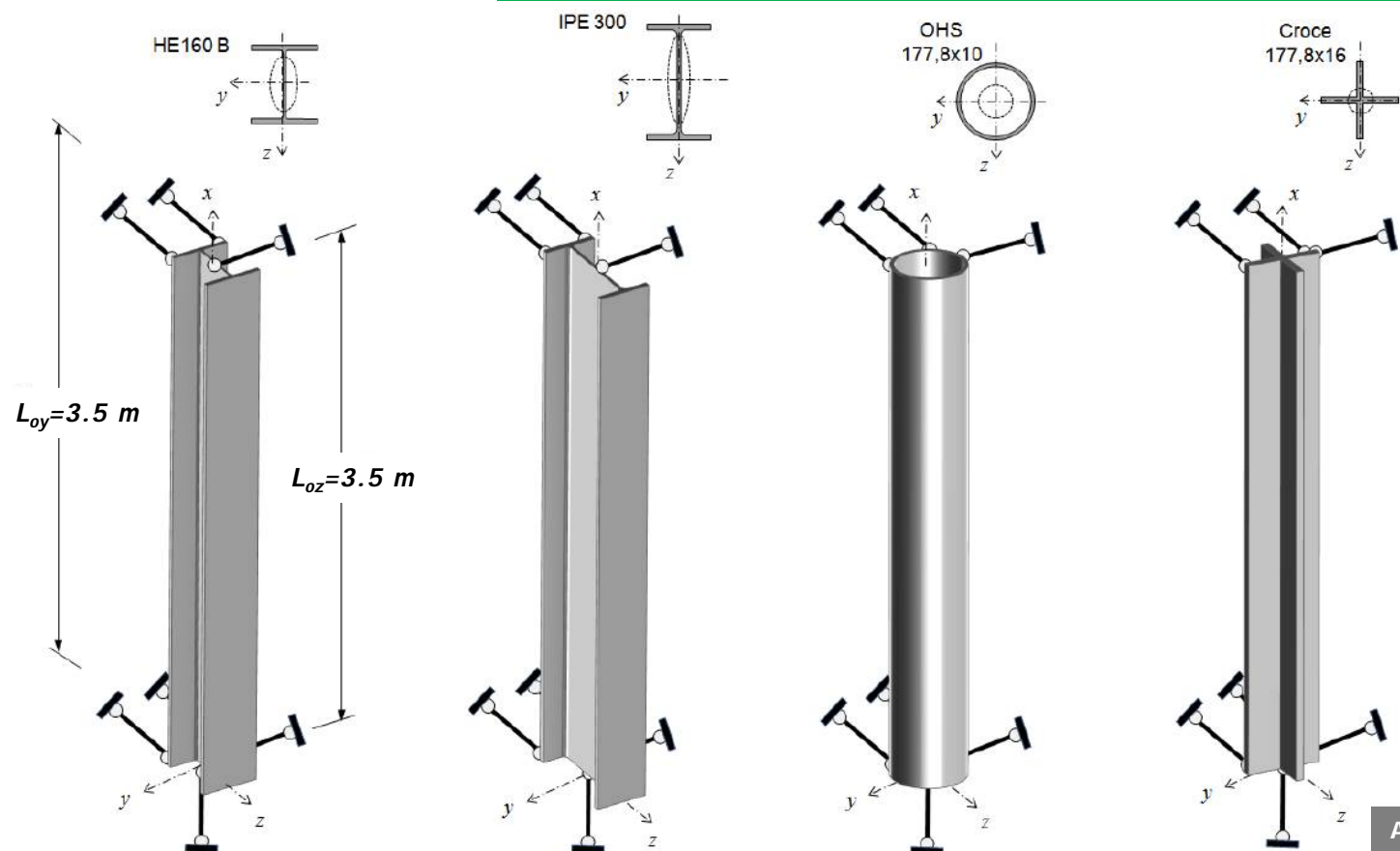
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_d \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 771 \text{ kN}$$

La resistenza a compressione allo SLU per instabilità è pari a 771 kN



# ESERCIZIO 05

Valutazione comparata (a parità di area) della capacità portante allo SLU di aste compresse in acciaio



acciaio S275

tensione di snerv. per  $t < 40\text{mm}$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione di rottura per  $t < 40\text{mm}$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

Coeff. parziale per INSTABILITA'

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

AREA Sezione

$$A_{HEB} = 5425 \text{ mm}^2$$

$$A_{IPE} = 5381 \text{ mm}^2$$

$$A_{OHS} = 5272 \text{ mm}^2$$

$$A_{croce} = 5434 \text{ mm}^2$$

$$\lambda'_{y_{HE}} = 0.59$$

$$\lambda'_{y_{IPE}} = 0.32$$

$$\lambda'_{y_{OHS}} = 0.59$$

$$\lambda'_{y_{croce}} = 1.08$$

$$\lambda'_{z_{HE}} = 1.0$$

$$\lambda'_{z_{IPE}} = 1.2$$

$$\lambda'_{z_{OHS}} = 0.59$$

$$\lambda'_{z_{croce}} = 1.08$$

$$\lambda'_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}}$$

Snellezze adimensionali  
asse forte y-y

Snellezze adimensionali  
asse debole z-z

$$\lambda'_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}}$$



Politecnico di Bari  
Tecnica delle Costruzioni 2  
Domenico RAFFAELE



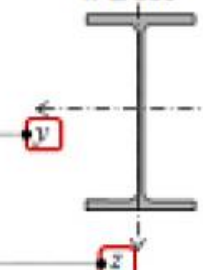


## Scelta della curva di instabilità

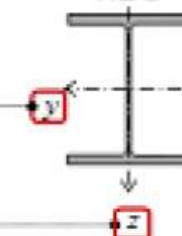
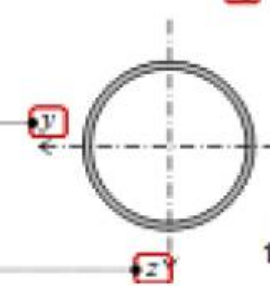


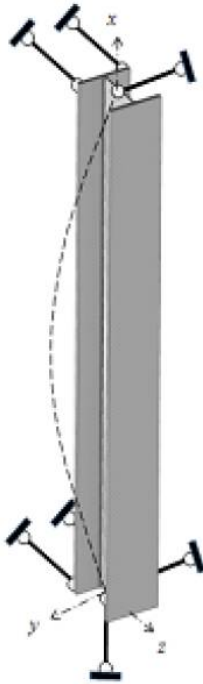
Tipologia di membratura		Limiti geometrici		Instab. intorno all'asse	Grado Acciaio	
					S 235	
					S 275	
					S 355	
					S 420	
Profili a doppio T Laminati a Caldo		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	$a_0$ $a_0$
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Profili Saldati Aperti		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	c d
Profili Cavi		Laminato a caldo		any	a	$a_0$
		Formato a freddo		any	c	c

IPE 300



HE B

Croce  
177,8x12OHS  
177,8x8



## Profilo HEB

Coefficienti di riduzione per instabilità

$$\lambda'_{y\_HE} = 0.59$$

curva **b**

$$\chi_{y\_HEB} = \chi(\lambda'_{y\_HE}, \alpha_b) = 0.842$$

$$\lambda'_{z\_HE} = 1.00$$

curva **c**

$$\chi_{z\_HEB} = \chi(\lambda'_{z\_HE}, \alpha_c) = 0.54$$

$$\chi_{HEB} = \min(\chi_{y\_HEB}, \chi_{z\_HEB}) = 0.54$$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$	Coefficiente $\chi$		
	a	b	c
0.1	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949
0.4	0.953	0.926	0.897
0.5	0.924	0.884	0.843
0.6	0.890	0.837	0.785
0.7	0.848	0.784	0.725
0.8	0.796	0.724	0.662
0.9	0.734	0.661	0.600
1	0.666	0.597	0.540
1.1	0.596	0.535	0.484
1.2	0.530	0.478	0.434

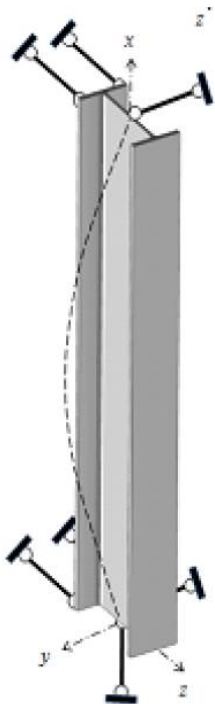
La colonna compressa è soggetta ad instabilità globale intorno all'asse debole z-z.

Tensione di collasso

$$\sigma_{b.d\_HEB} = \chi_{HEB} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 141 \text{ MPa}$$







## Profilo IPE

$$\lambda'_{y\_IPE} = 0.32$$

curva a

$$\lambda'_{z\_IPE} = 1.20$$

curva b

Coefficienti di riduzione per instabilità

$$\chi_{y\_IPE} = \chi(\lambda'_{y\_IPE}, \alpha_a) = 0.97$$

$$\chi_{z\_IPE} = \chi(\lambda'_{z\_IPE}, \alpha_b) = 0.478$$



$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$	Coefficiente $\chi$		
	a	b	c
0.1	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949
0.4	0.953	0.926	0.897
0.5	0.924	0.884	0.843
0.6	0.890	0.837	0.785
0.7	0.848	0.784	0.725
0.8	0.796	0.724	0.662
0.9	0.734	0.661	0.600
1	0.666	0.597	0.540
1.1	0.596	0.535	0.484
1.2	0.530	0.478	0.434

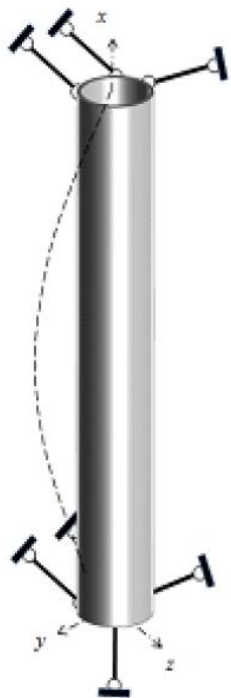
$$\chi_{IPE} = \min(\chi_{y\_IPE}, \chi_{z\_IPE}) = 0.478$$

La colonna compressa è soggetta ad instabilità globale intorno all'asse debole z-z.

Tensione di collasso

$$\sigma_{b.d\_IPE} = \chi_{IPE} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 125 \text{ MPa}$$





## Profilo cavo OHS

Coefficienti di riduzione per instabilità

$$\lambda'_{y\_HE} = 0.59$$

curva c

$$\chi_{y\_OHS} = \chi(\lambda'_{y\_OHS}, \alpha_c) = 0.791$$

$$\lambda'_{z\_HE} = 0.59$$

curva c

$$\chi_{z\_OHS} = \chi(\lambda'_{z\_OHS}, \alpha_c) = 0.791$$



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

Coefficiente  $\chi$

$$\chi_{OHS} = \min(\chi_{y\_OHS}, \chi_{z\_OHS}) = 0.791$$

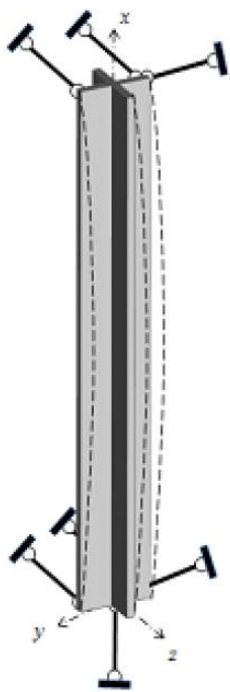
	a	b	c
0.1	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949
0.4	0.953	0.926	0.897
0.5	0.924	0.884	0.843
0.6	0.890	0.837	0.785
0.7	0.848	0.784	0.725
0.8	0.796	0.724	0.662
0.9	0.734	0.661	0.600
1	0.666	0.597	0.540
1.1	0.596	0.535	0.484
1.2	0.530	0.478	0.434

La colonna compressa è soggetta ad instabilità globale flessionale

Tensione di collasso

$$\sigma_{b,d\_OHS} = \chi_{OHS} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 207 \text{ MPa}$$





## Profilo a croce

$$\lambda'_{y_{HE}} = 1.08$$

curva c

$$\lambda'_{z_{HE}} = 1.08$$

curva c

Coefficienti di riduzione per instabilità

$$\chi_{y\_croce} = \chi(\lambda'_{y\_croce}, \alpha_c) = 0.495$$

$$\chi_{z\_croce} = \chi(\lambda'_{z\_croce}, \alpha_c) = 0.495$$

$$\chi_{croce} = \min(\chi_{y\_croce}, \chi_{z\_croce}) = 0.495$$

$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$	Coefficiente $\chi$		
	a	b	c
0.1	1.000	1.000	1.000
0.2	1.000	1.000	1.000
0.3	0.977	0.964	0.949
0.4	0.953	0.926	0.897
0.5	0.924	0.884	0.843
0.6	0.890	0.837	0.785
0.7	0.848	0.784	0.725
0.8	0.796	0.724	0.662
0.9	0.734	0.661	0.600
1	0.666	0.597	0.540
1.1	0.596	0.535	0.484
1.2	0.530	0.478	0.434

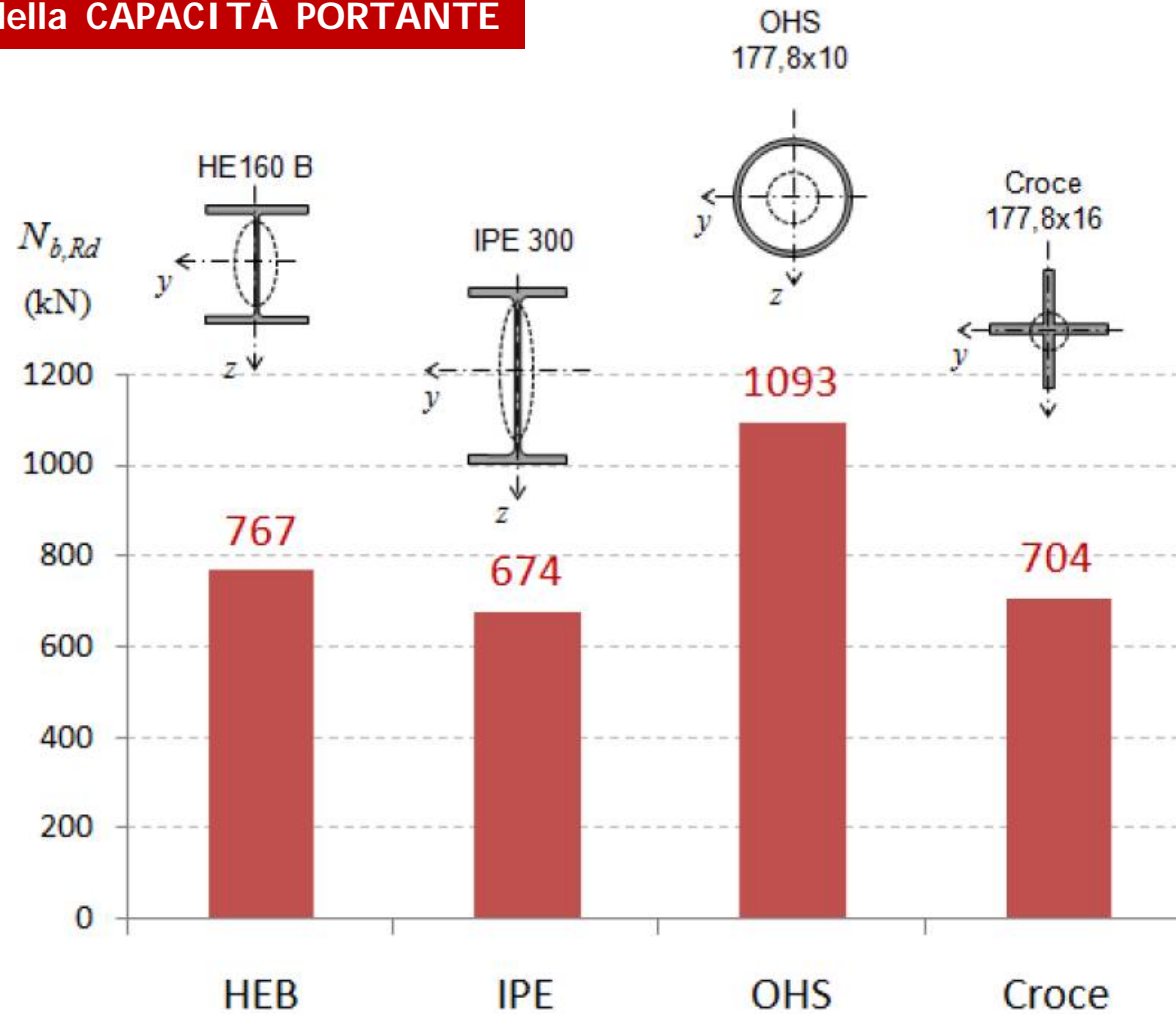
La colonna compressa è soggetta ad instabilità globale flessionale

Tensione di collasso

$$\sigma_{b.d\_croce} = \chi_{croce} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 130 \text{ MPa}$$



## Valutazione della CAPACITÀ PORTANTE



$$N_{b,Rd\_HEB} = \sigma_{b,d\_HEB} \cdot A_{HEB}$$

$$N_{b,Rd\_OHS} = \sigma_{b,d\_OHS} \cdot A_{OHS}$$

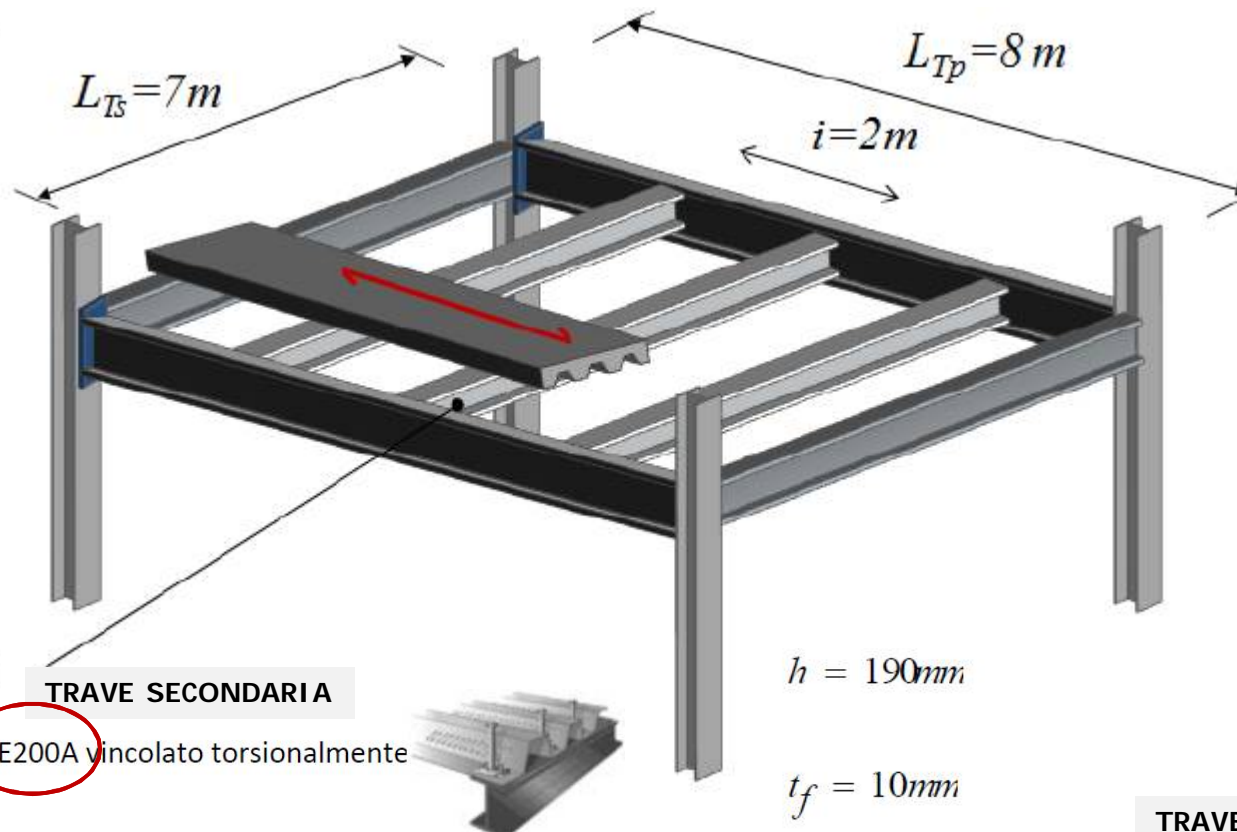
$$N_{b,Rd\_IPE} = \sigma_{b,d\_IPE} \cdot A_{IPE}$$

$$N_{b,Rd\_croce} = \sigma_{b,d\_croce} \cdot A_{croce}$$



## ESERCIZIO 06

### VERIFICHE SLU-SLE di una trave secondaria inflessa impedita di sbandare lateralmente



acciaio S275

tensione di snerv. per  $t < 40\text{mm}$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

tensione di rottura per  $t < 40\text{mm}$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

Coeff. Di sicurezza parziale'

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$T_s$

TRAVERE SECONDARIA

Profilo HE200A vincolato torsionalmente

$$A = 5383 \text{ mm}^2 \quad \text{area}$$

$$I_y = 36921492 \text{ mm}^4 \quad \text{momento d'inerzia intorno all'asse f}$$

Classe della sezione a flessione: CLASSE 2

$$W_{pl,y} = 429485 \text{ mm}^3 \quad \text{modulo di resistenza plastico}$$

$$h = 190 \text{ mm}$$

$$t_f = 10 \text{ mm}$$

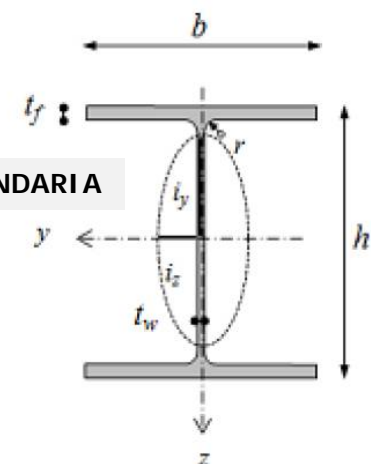
$$t_w = 6.5 \text{ mm}$$

$$h_w = h - 2 \cdot t_w = 177 \text{ mm}$$

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

$$A_{v,z} = 1808 \text{ mm}^2 > \eta \cdot t_w \cdot h_w = 1381 \text{ mm}^2$$

TRAVERE SECONDARIA



## ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio solaio

$$g_{2K} = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

Incidenza travi secondarie

$$g_{1K} = 0.21 \text{ KN/m}^2$$

Carichi di esercizio

$$q_k = 2.00 \text{ KN/m}^2$$

$$G_k = (g_{1K} + g_{2K}) \cdot i = 8.42 \text{ KN/m}$$

$$i = 2 \text{ m}$$

$$Q_k = (q_k) \cdot i = 4.00 \text{ KN/m}$$

## COMBINAZIONE DELLE AZIONI

1.3

1.5

$$F_{d\_SLU} = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 16.95 \text{ kN/m} \quad \text{SLU}$$

$$F_{d\_SLE} = G_k + Q_k = 12.42 \text{ kN/m} \quad \text{SLE - c.c. rara}$$

Controllo degli  
SPOSTAMENTI

$$F_{d\_SLE\_f} = G_k + \psi_{11} \cdot Q_k = 10.42 \text{ kN/m} \quad \text{SLE - c.c. frequente}$$

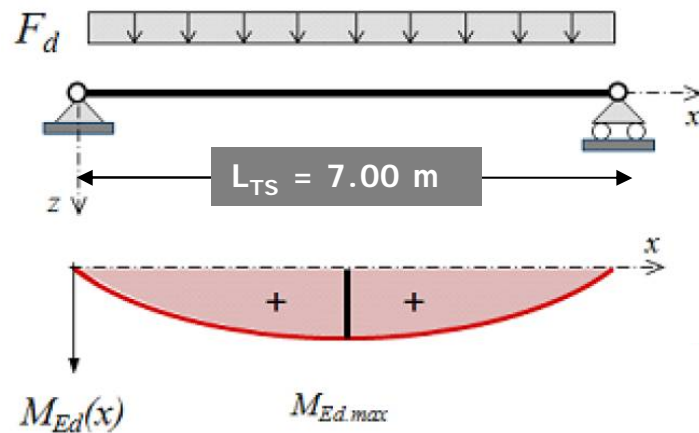
Controllo delle  
VIBRAZIONI

0.5





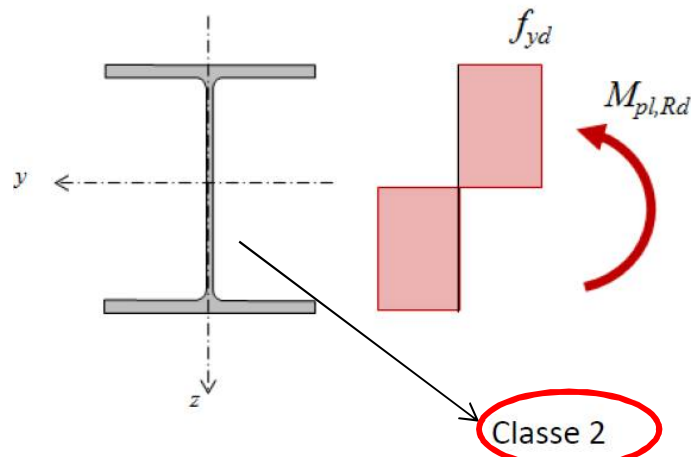
Analisi strutturale (domanda)



$$F_{d\_SLU} = 16.95 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,max} = \frac{F_{d\_SLU} \cdot L_{TS}^2}{8} = 103.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistenze di progetto (capacità)



$$W_{pl,y} = 429485 \text{ mm}^3 \quad f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 112.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

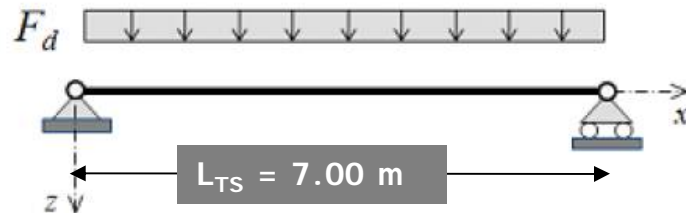
1.05

La presenza di vincoli torsionali continui tramite la lamiera grecata esclude il pericolo di instabilità Latero-Torsionale

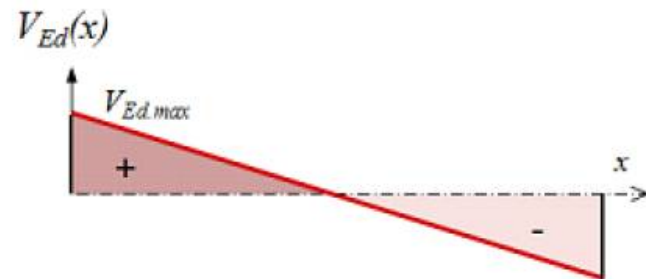
$$M_{Ed,max} < M_{c,Rd}$$

OK

Analisi strutturale (domanda)

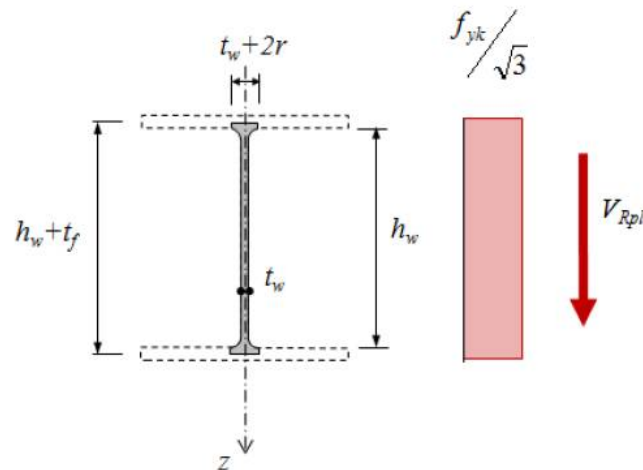


$$F_{d\_SLU} = 16.95 \text{ kN/m}$$



$$V_{Ed,max} = \frac{F_{d\_SLU} \cdot L_{Ts}}{2} = 59.3 \text{ kN}$$

Resistenze di progetto (capacità)



$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 27.2$$

snellezza anima

$$1808 \text{ mm}^2$$

$$275 \text{ MPa}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 273.4 \text{ kN}$$

$$1.05$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}} = 0.924$$

$$\frac{72 \cdot \epsilon}{\eta} = 55.5$$

$$\eta = 1.2$$

snellezza locale limite dell'anima a taglio per elementi non irrigiditi

NON SI ATTIVANO  
FENOMENI INSTABILI

$$V_{Ed,max} < V_{pl,Rd}$$

OK





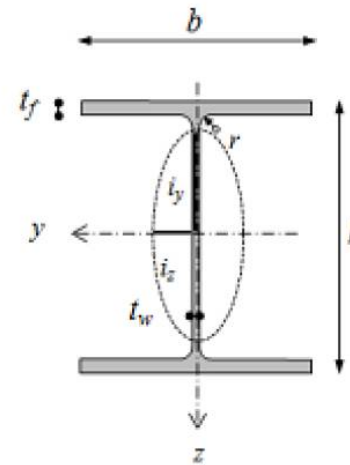
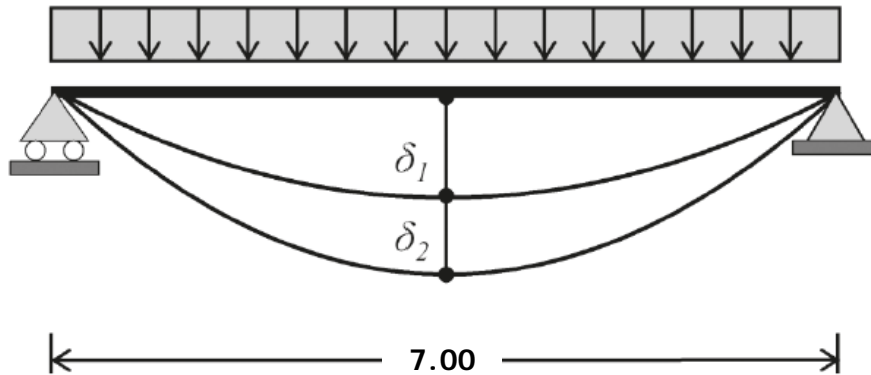
C.C. RARA

$$Q_k = 4.00 \text{ KN/m}$$

$$G_k = 8.42 \text{ KN/m}$$

$$F_{d(SLE)r} = 12.42 \text{ KN/m}$$

## SLE - SPOSTAMENTI VERTICALI



$$I_y = 36921492 \text{ mm}^4$$

Abbassamento massimo totale

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{d(SLE)} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 50.1 \text{ mm} > \frac{L}{250} = 28 \text{ mm} \Rightarrow \text{NO}$$

SI con controfreccia di costruzione pari a  $(50.1 - 28) = 22.1 \text{ mm}$

Abbassamento dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_k \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 16.1 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 23 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK}$$

Verifica NON soddisfatta

C.C. FREQUENTE

$$\psi \cdot Q_k = 0.5 \cdot 4.00 = 2.00 \text{ KN/m}$$

$$G_k = 8.42 \text{ KN/m}$$

$$F_{d(SLE)f} = 10.42 \text{ KN/m}$$

## SLE - Controllo VIBRAZIONI

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{d(SLE)} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 42 \text{ mm} > 30 \text{ mm} \Rightarrow f_o < 3 \text{ Hz} \Rightarrow \text{NO}$$

