

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base  
delle normative più recenti

**Elementi strutturali e collegamenti in acciaio**

Villa Redenta, Spoleto

25-27 settembre 2008

Aurelio Ghersi

# Problematiche generali delle strutture in acciaio

# Problematiche generali

## Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive

### Cemento armato

realizzazione monolitica;  
in genere strutture fortemente iperstatiche

### Acciaio

assemblaggio di elementi;  
possibilità di definire il vincolo fornito dal collegamento;  
in genere strutture isostatiche o poco iperstatiche

# Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
  - Problemi di deformabilità

## Cemento armato

strutture progettate essenzialmente per la resistenza;  
verifica di deformazione facilmente soddisfatta

## Acciaio

la scelta della sezione è spesso condizionata più dai limiti di deformabilità che dai limiti di resistenza

# Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
  - Problemi di deformabilità
  - Problemi di instabilità

## Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante

- instabilità globale, dell'intera struttura
- instabilità dell'asta
- instabilità locale, delle parti compresse della sezione

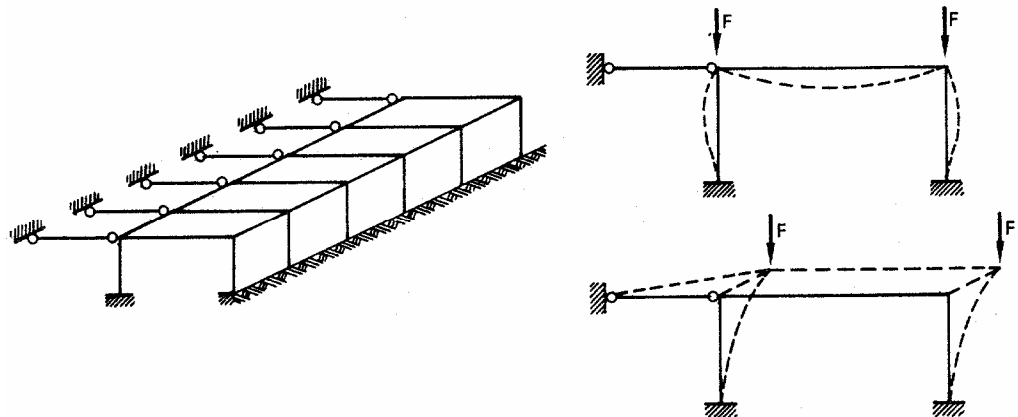
# Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
  - Problemi di deformabilità
  - Problemi di instabilità

## Acciaio

l'instabilità è fortemente condizionante  
attenzione alla spazialità del fenomeno



# Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
  - Problemi di deformabilità
  - Problemi di instabilità
  - Diversa influenza del peso proprio

## Acciaio

peso proprio della struttura quasi trascurabile;  
vantaggi in zona sismica e per grandi luci;  
rischio di inversione del carico per depressione da vento

# Problematiche generali

Differenze tra strutture in acciaio e in c.a.

- Modalità costruttive
- Differenza di resistenza acciaio-calcestruzzo
  - Problemi di deformabilità
  - Problemi di instabilità
  - Diversa influenza del peso proprio
  - Diverso comportamento a trazione e compressione

Cemento armato

lavora meglio a compressione

Acciaio

lavora meno bene a compressione, per problemi di instabilità



# Analisi strutturale per le strutture in acciaio

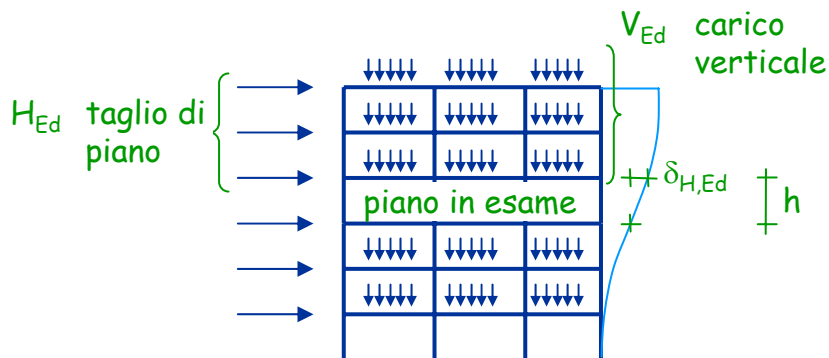
# Analisi strutturale

## metodi di analisi

- **Analisi elastica lineare**  
è quella comunemente adottata
- **Analisi non lineare (plastica)**  
tiene conto della **non linearità meccanica** mediante l'introduzione di cerniere plastiche
- **Analisi non lineare (elasto-plastica)**  
tiene conto del legame momento-curvatura non lineare di tutte le sezioni
- **Modelli rigido-plastici**  
citati solo dall'Eurocodice 3

# Analisi strutturale non linearità geometrica

- **Analisi del primo ordine**  
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**  
tiene conto della **non linearità geometrica**
- **Approccio semplificato**  
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali  
saggiando la deformabilità del telaio mediante forze orizzontali



$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

# Analisi strutturale non linearità geometrica

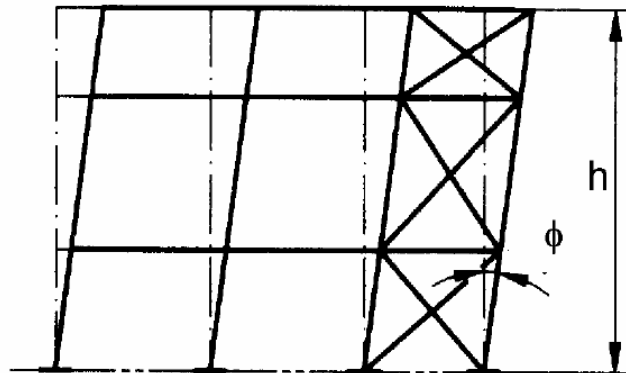
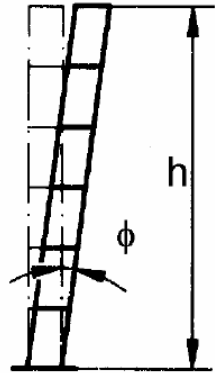
- **Analisi del primo ordine**  
è quella comunemente adottata - trascura queste non linearità
- **Analisi del secondo ordine**  
tiene conto della non linearità geometrica
- **Approccio semplificato**  
per telai: valutare il moltiplicatore critico dei carichi verticali  
saggiando la deformabilità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

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

# Analisi strutturale

## imperfezioni di montaggio

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



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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

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

$m$  = numero di piani

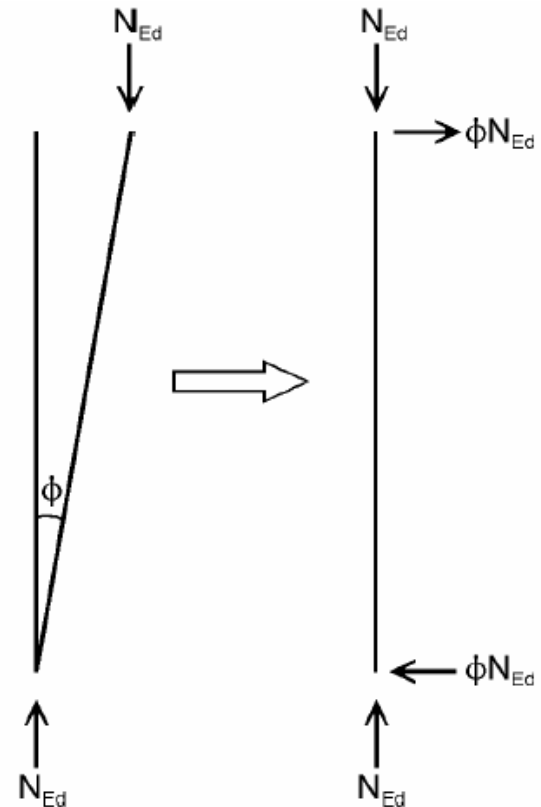
# Analisi strutturale

## imperfezioni di montaggio

- Per telai: considerare imperfezioni per non perfetta ortogonalità delle aste
- Le imperfezioni possono essere sostituite da forze orizzontali equivalenti

Le forze così valutate sono importanti se non ve ne sono altre; sono in genere modeste rispetto alle azioni di vento o sisma

Analoghe indicazioni sono fornite per travi reticolari ed altri schemi strutturali



Stati limite di esercizio

# Stati limite di esercizio

Problema: evitare

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

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

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

Come evitare il raggiungimento di uno stato limite di esercizio?

Verifica degli spostamenti



# Verifica degli spostamenti

## Calcolo degli spostamenti verticali

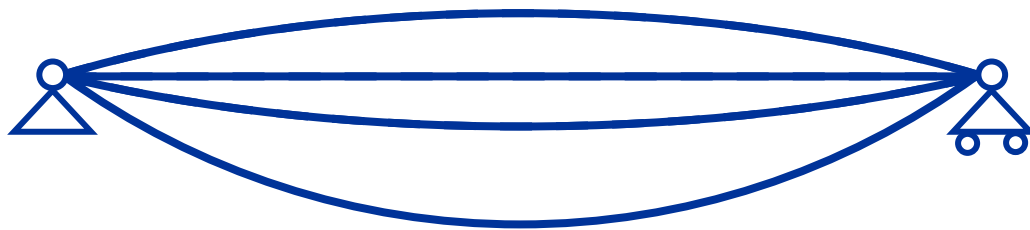
Carico variabile



Carico permanente



Carichi da combinazione  
di carico rara



$\delta_c$

$\delta_1$   
 $\delta_2$

$\delta_{\max}$

- $\delta_c$  Contromonta
- $\delta_1$  Effetto dei carichi permanenti
- $\delta_2$  Effetto dei carichi variabili
- $\delta_{\max}$  Spostamento complessivo ( $\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$ )

# Verifica degli spostamenti

## Valori massimi di spostamento verticale

Condizioni	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
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 $\delta_{\max}$ può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	

# Progetto - stato limite di esercizio

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

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

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



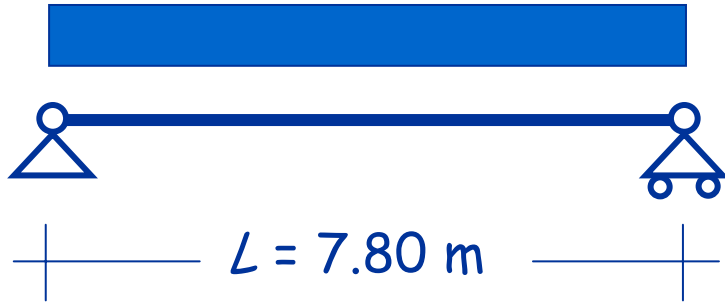
$I$  momento d'inerzia.

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

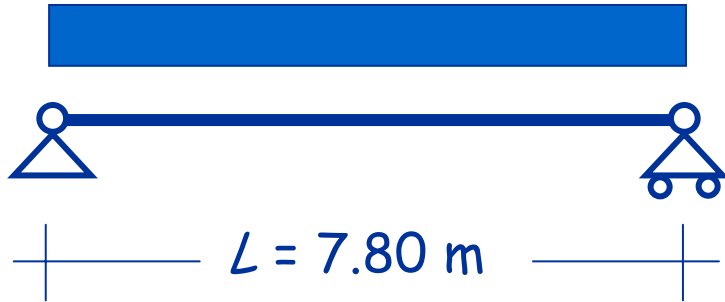
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{EI} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^3}{E}$$

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

# Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$  oppure  $Q_k$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$G_k$  0.38 kN/m

$Q_k$  1.54 kN/m

$G_k + Q_k$  1.92 kN/m

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

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

# Scelta del profilato

Deve essere  
 $I \geq 1133 \text{ cm}^4$

Si può usare un  
 IPE 180  
 $I=1317 \text{ cm}^4$

Massa: 18.8 kg/m



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Valeurs statiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{ely}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}$ ♦ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$A_{vz}$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	32.98	4.01	4.44	13.12
IPE 100	8.1	171.0	34.20	39.41	4.07	5.08	15.92
IPE A 120	8.7	257.4	43.77	49.87	4.83	5.41	22.39
IPE 120	10.4	317.8	52.96	60.73	4.90	6.31	27.67
IPE A 140	10.5	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42
IPE 140	12.9	541.2	77.32	88.34	5.74	7.64	44.92
IPE A 160	12.7	689.3	87.81	99.09	6.53	7.80	54.43
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31
IPE A 180	15.4	1063	120.1	135.3	7.37	9.20	81.89
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9
IPE O 180	21.3	1505	165.4	189.1	7.45	12.70	117.3
IPE A 200	18.4	1591	161.6	181.7	8.23	11.47	117.2
IPE 200	22.4	1943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4
IPE O 200	25.1	2211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9

# Scelta del profilato

Deve essere  
 $I \geq 1133 \text{ cm}^4$

Oppure un  
 HE 140 B  
 $I=1509 \text{ cm}^4$

o anche un  
 HE 160 A  
 $I=1673 \text{ cm}^4$

Massa: 33.7 kg/m

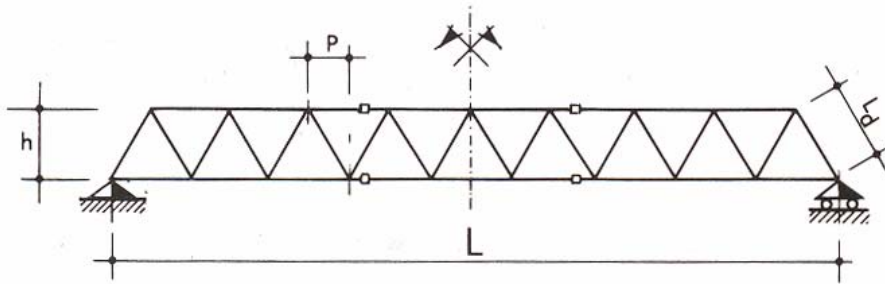
Massa: 30.4 kg/m

Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Valeurs statiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{ely}$ cm <sup>3</sup>	$W_{ply}^{\blacklozenge}$ cm <sup>3</sup>	$i_y$ cm	$A_{yz}$ cm <sup>2</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>
HE 100 AA	12.2	236.5	51.98	58.36	3.89	6.15	92.06
HE 100 A	16.7	349.2	72.76	83.01	4.06	7.56	133.8
HE 100 B	20.4	449.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3
HE 100 M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	399.2
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8
HE 120 A	19.9	606.2	106.3	119.5	4.89	8.46	230.9
HE 120 B	26.7	864.4	144.1	165.2	5.04	10.96	317.5
HE 120 M	52.1	2018	288.2	350.6	5.51	21.15	702.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	123.8	5.59	7.92	274.8
HE 140 A	24.7	1033	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3
HE 140 B	33.7	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	549.7
HE 140 M	63.2	3291	411.4	493.8	6.39	24.46	1144
HE 160 AA	23.8	1283	173.4	190.4	6.50	10.38	478.7
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6
HE 160 B	42.6	2492	311.5	354.0	6.78	17.59	889.2
HE 160 M	76.2	5098	566.5	674.6	7.25	30.81	1759

# Verifica degli spostamenti

## Influenza dei giunti

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



$$V = V_{el} + V_c + V_d$$

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

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

$n$  = numero di giunti nei correnti

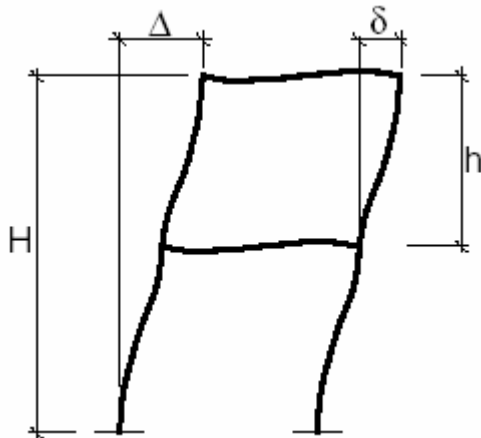
$\phi - d$  = gioco foro bullone



# Verifica degli spostamenti

## Spostamenti orizzontali

- Gli spostamenti laterali provocati dai carichi (combinazione rara) non devono superare i limiti di seguito indicati



Condizioni	$\delta$	$\Delta$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

Verifica e progetto  
di sezioni allo SLU

# Criteri generali

Tensione di snervamento  $f_y$  o tensione ultima  $f_u$ ?

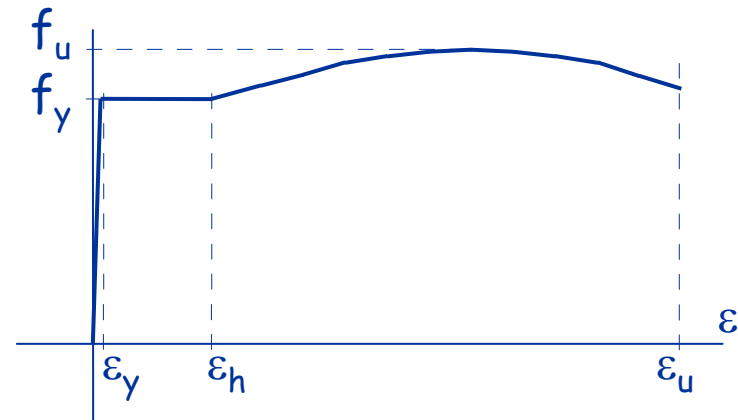
La tensione ultima  $f_u$  si raggiunge con deformazioni plastiche molto elevate

Se la zona plasticizzata è molto piccola, queste hanno scarso effetto globale:

si può accettare di raggiungere  $f_u$

Se la zona plasticizzata è estesa, le deformazioni plastiche non sono accettabili:

ci si deve fermare a  $f_y$



zone in corrispondenza di fori, collegamenti

aste, in generale

# Criteri generali

Coefficienti parziali di sicurezza per il materiale

Vengono usati valori diversi, a seconda del problema

- resistenza di sezioni  $\gamma_{M0} = 1.05$
- resistenza di aste all'instabilità  $\gamma_{M1} = 1.05$
- resistenza ultima di sezioni  $\gamma_{M2} = 1.25$   
resistenza di bulloni, saldature
- resistenza di collegamenti a scorrimento  
per SLU  $\gamma_{M3} = 1.25$   
per SLE  $\gamma_{M3,ser} = 1.10$

# Criteri generali

## Classificazione delle sezioni

Le parti compresse di una sezione sono soggette al rischio di instabilità (instabilità locale)

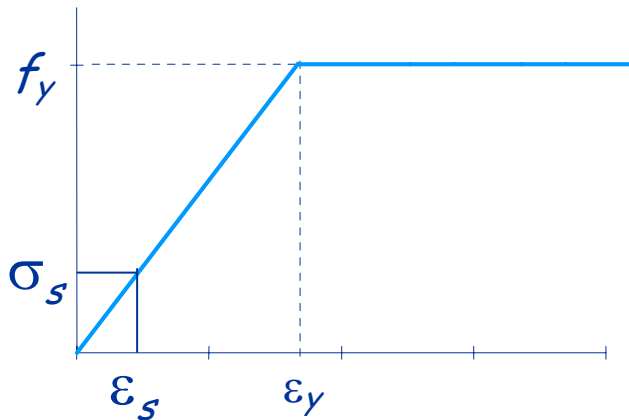
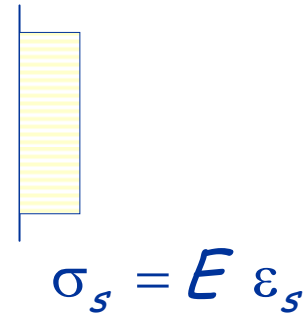
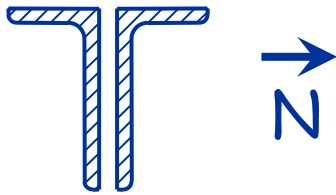
Le sezioni sono divise in 4 classi, in base a come l'instabilità locale ne condiziona il comportamento

- classe 1 - massima resistenza, massima duttilità
- classe 2 - massima resistenza, limitata duttilità
- classe 3 - resistenza limitata al raggiungimento della prima plasticizzazione
- classe 4 - instabilità precoce che avviene prima dello snervamento

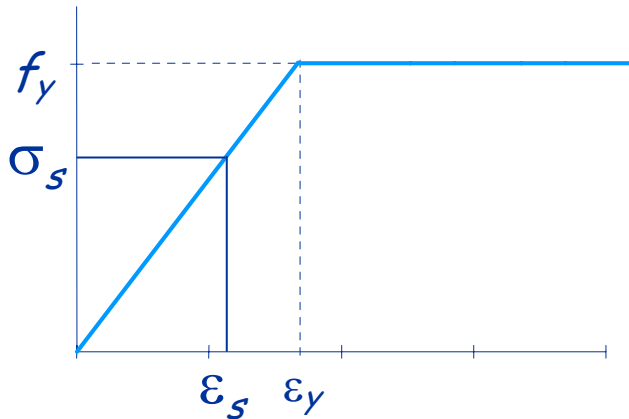
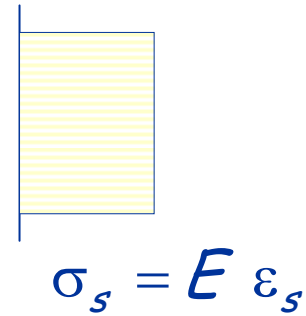
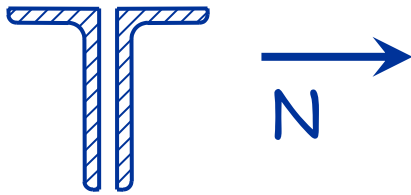
Verranno presentate in seguito

Sforzo normale  
Trazione

# Comportamento al crescere delle deformazioni

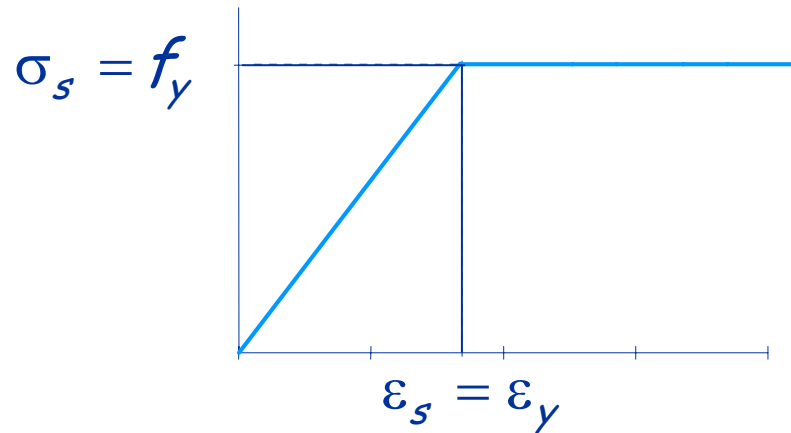
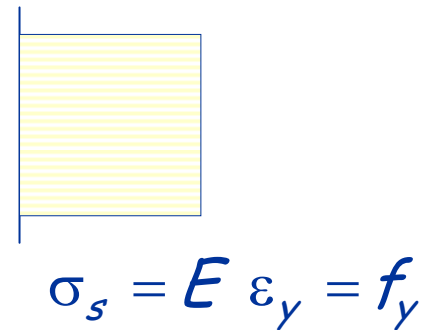
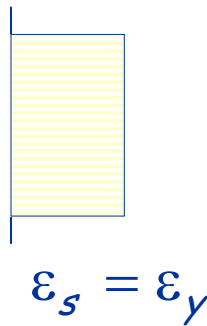
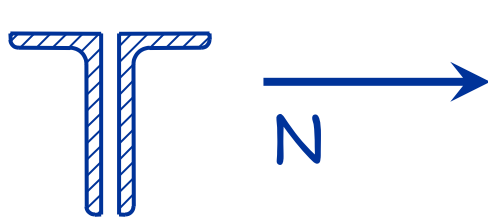
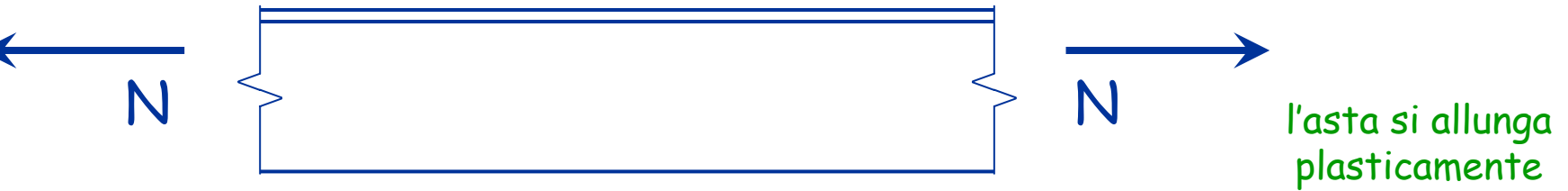


# Comportamento al crescere delle deformazioni



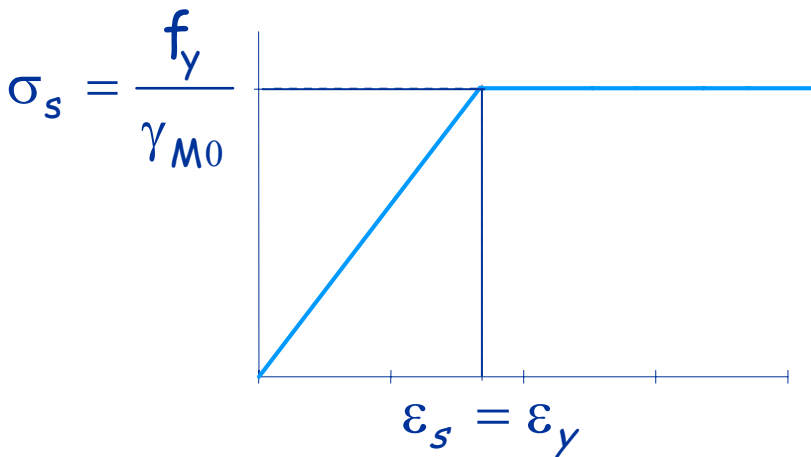
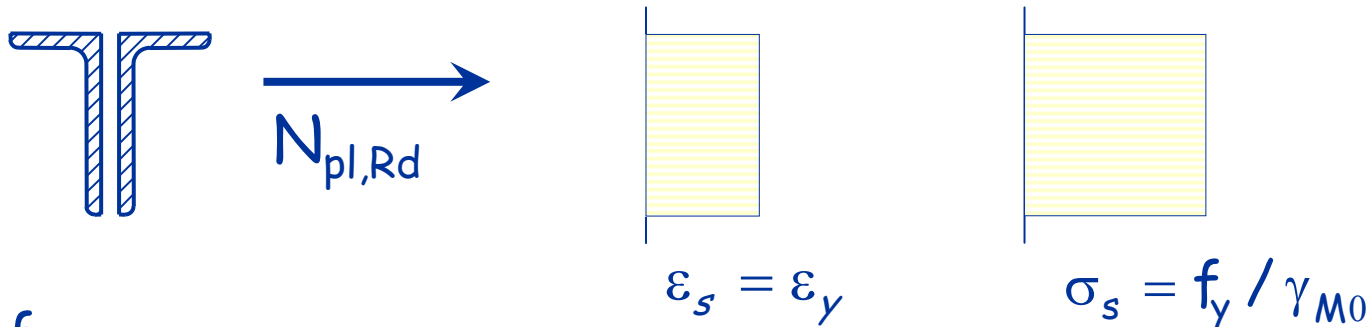
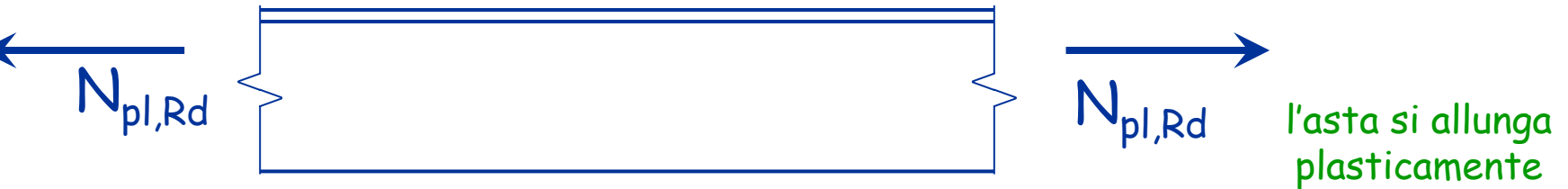


# Comportamento al crescere delle deformazioni



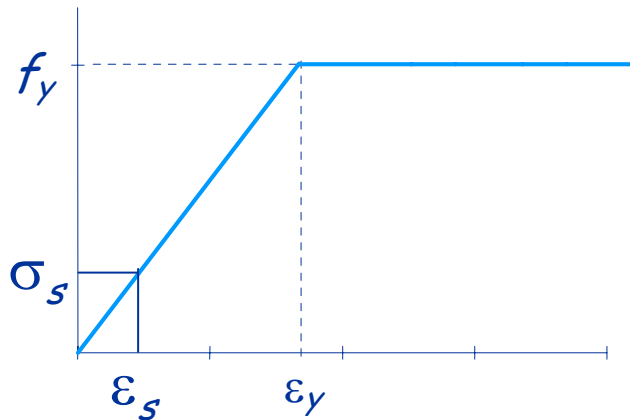
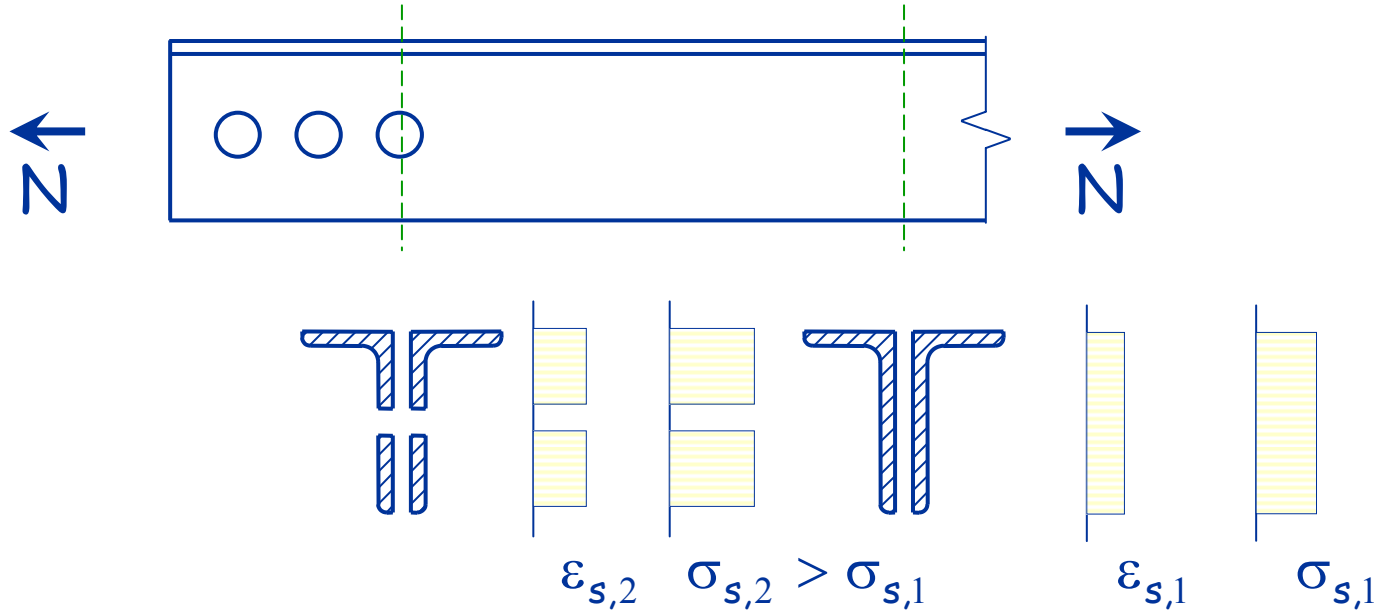
$$N_{pl} = A f_y$$

# Comportamento ultimo resistenza plastica della sezione

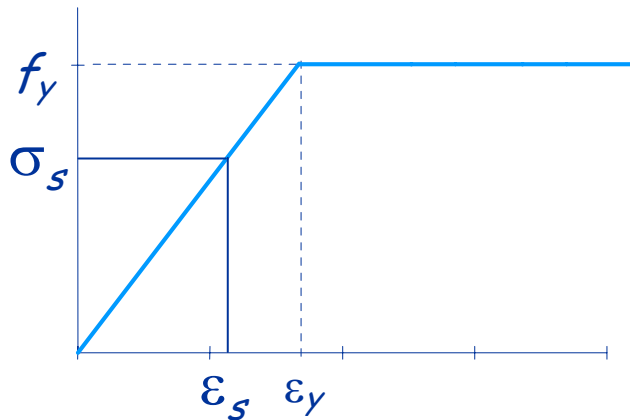
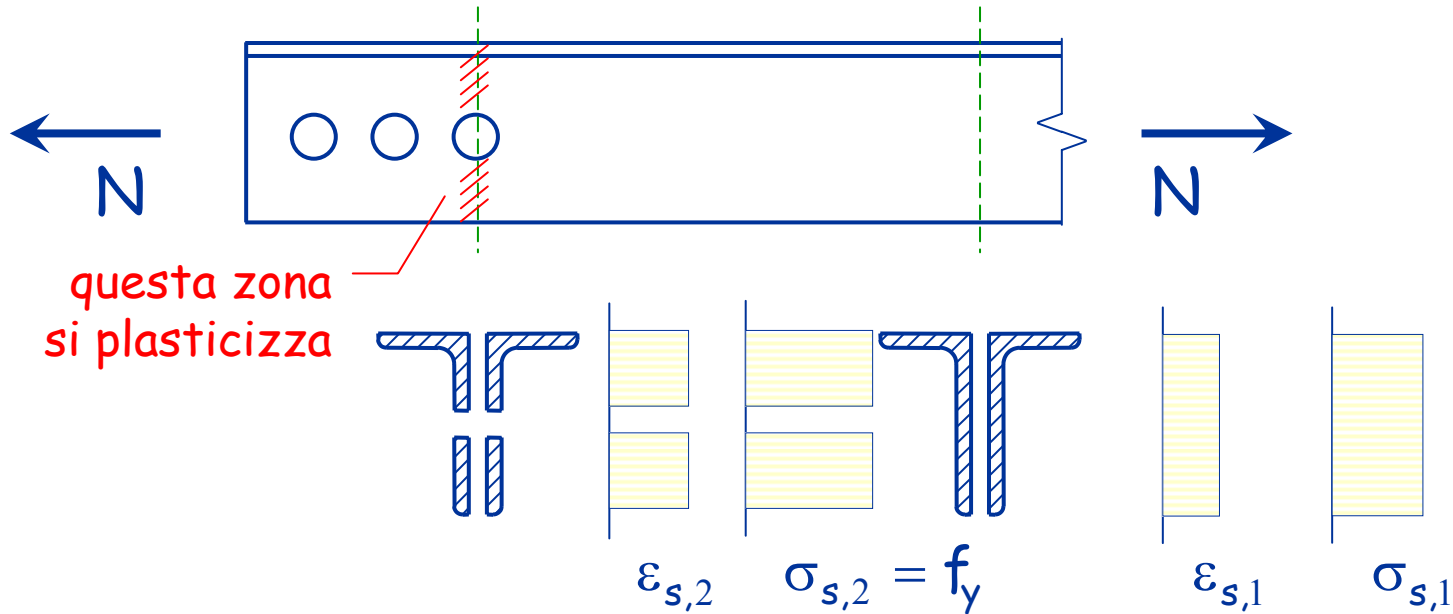


$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

# Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



# Comportamento quando nell'asta vi sono dei fori



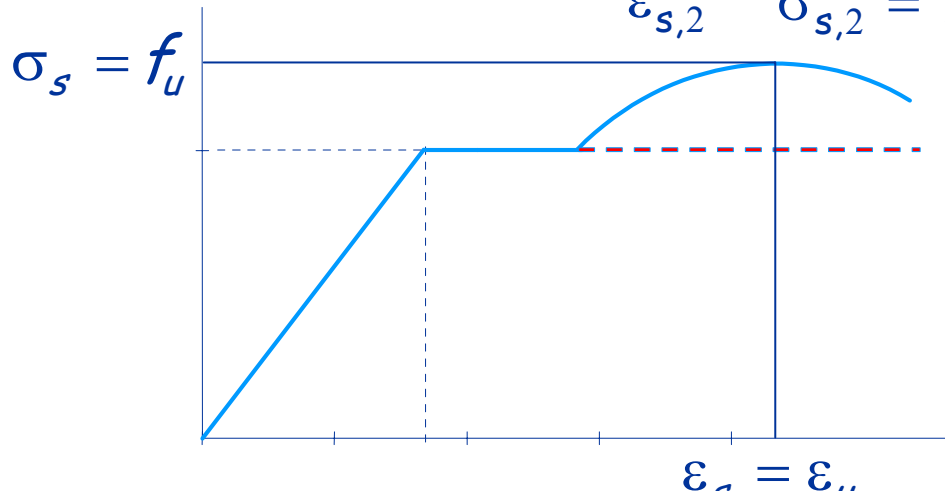
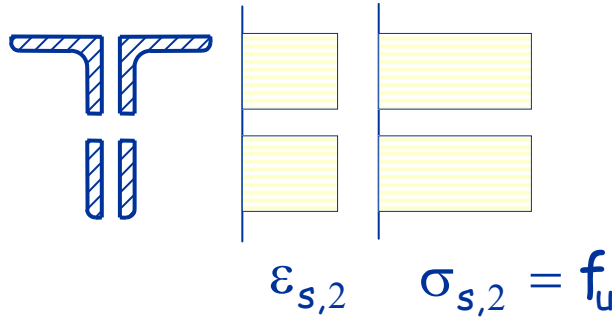
l'asta si allunga pochissimo perché la zona plasticizzata è molto piccola

incrementando la forza si ha incrudimento in prossimità del foro

# Comportamento ultimo resistenza ultima della sezione forata



questa zona  
arriva a  
rottura



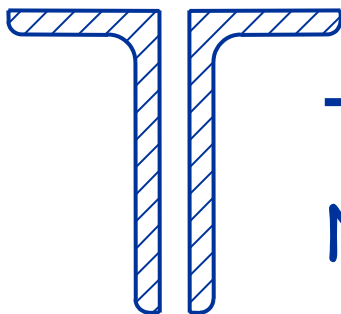
$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

# 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.

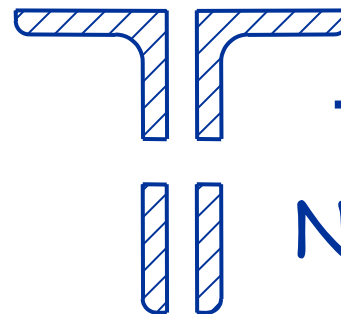
$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

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



A diagram of a solid I-beam cross-section, represented by a hatched outline. An arrow points from the section to the plastic resistance formula.

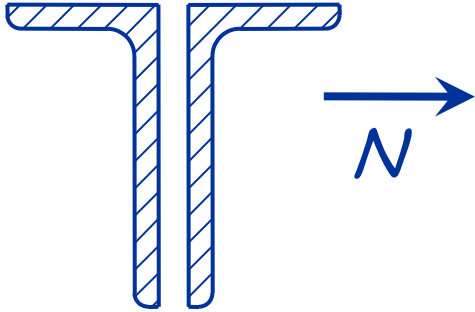
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$



A diagram of a perforated I-beam cross-section, represented by a hatched outline with two vertical rectangular holes. An arrow points from the section to the ultimate resistance formula.

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

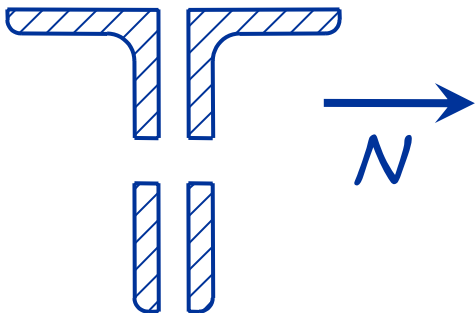
# Verifica - tensioni ammissibili



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

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

Inoltre, se l'asta presenta sezioni indebolite ....



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

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

# Verifica - confronto

Sezione piena

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.

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

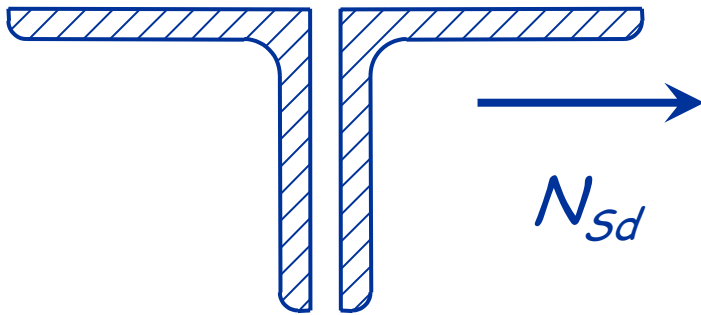
2 - Si sceglie il profilato.

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

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

# Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

1 - Determinazione dell'area necessaria.

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

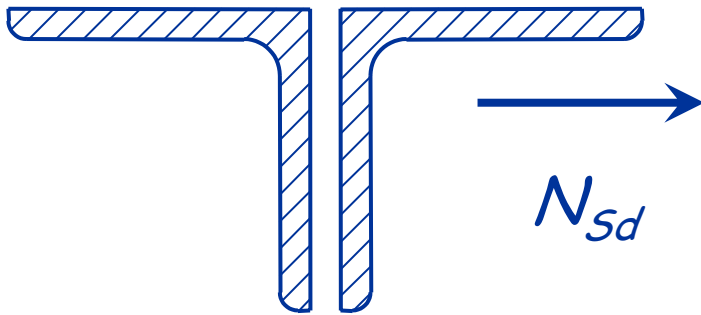
2 - Scelta della sezione.

Uso 2 L 65x7

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

# Esempio

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

3 - Verifica della sezione indebolita.

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

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

Anche la sezione indebolita è verificata

# Duttilità

Il comportamento dell'asta (con fori) dipende da chi è più grande tra  $N_{pl,Rd}$  e  $N_{u,Rd}$

- Se  $N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$

si arriva alla rottura della sezione forata prima dello snervamento dell'intera asta

il comportamento complessivo è fragile

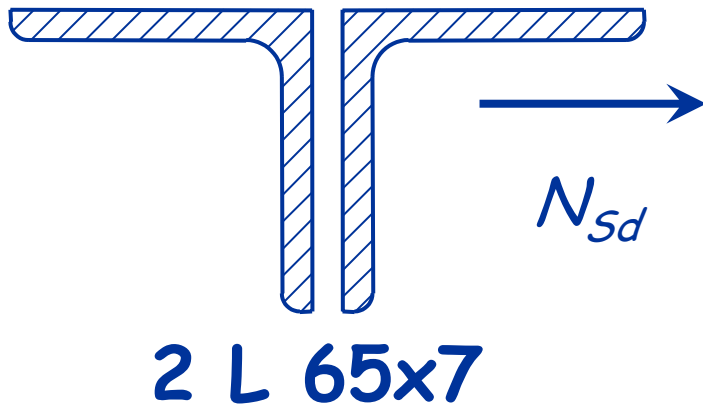
- Se  $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$

si arriva allo snervamento dell'intera asta prima della rottura della sezione forata

il comportamento complessivo è duttile

# Esempio - verifica di duttilità

Dati:



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

Acciaio Fe360

Bulloni M14

Fori 15 mm

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

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

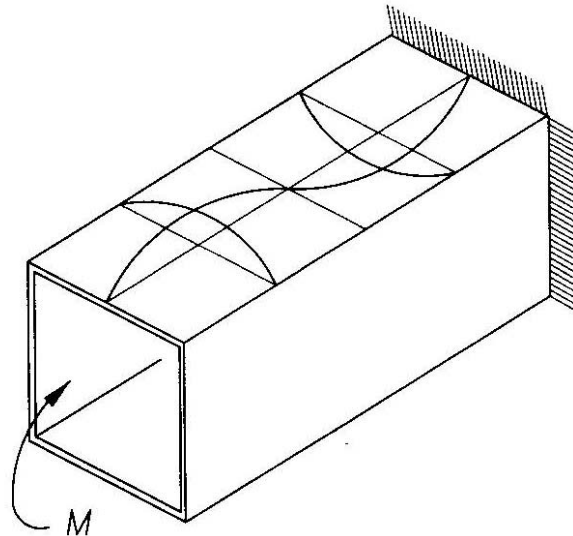
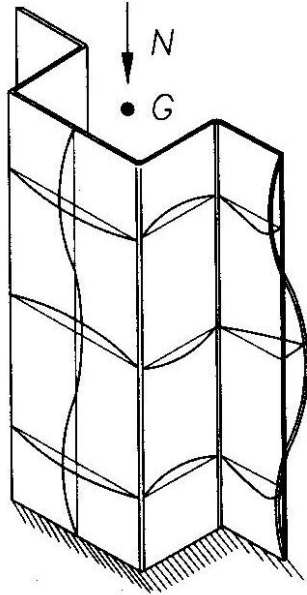
L'asta è duttile

# Classificazione delle sezioni in acciaio



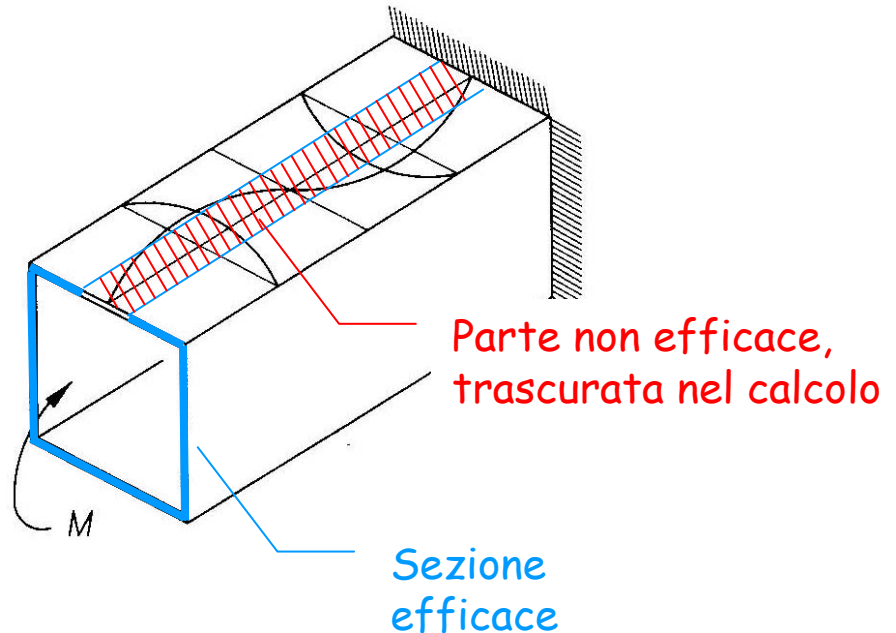
# Instabilità locale (imbozzamento)

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



# Instabilità locale (imbozzamento)

- Interessa le parti compresse della sezione trasversale dell'elemento
- Dimensione delle semionde comparabile con le dimensioni trasversali della sezione
- Se ne può tener conto considerando efficace solo una parte della sezione compressa
- Ciò può comportare una riduzione della capacità resistente e della duttilità



# Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

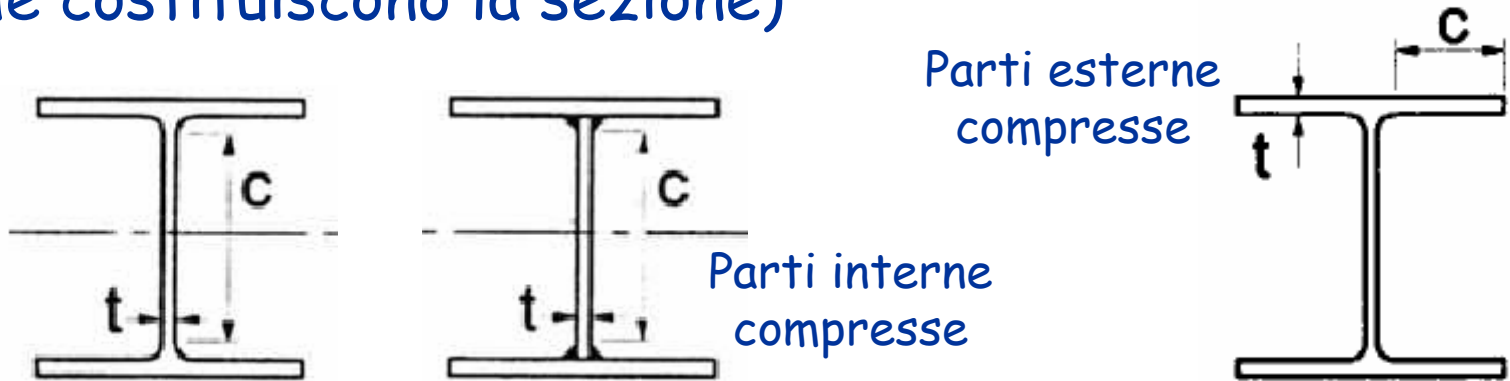
Capacità rotazionale:  $C_g = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$

- **Classe 1 - sezioni compatte**  $C_g \geq 3$   
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente capacità rotazionale elevata, senza riduzione di resistenza
- **Classe 2 - sezioni compatte**  $C_g \geq 1.5$   
sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica con limitata capacità rotazionale, senza riduzione di resistenza
- **Classe 3 - sezioni moderatamente snelle**  
sezioni in cui si può raggiungere la tensione di snervamento ma l'instabilità impedisce di raggiungere il momento plastico
- **Classe 4 - sezioni snelle**  
sezioni in cui l'instabilità avviene prima del raggiungimento della tensione di snervamento

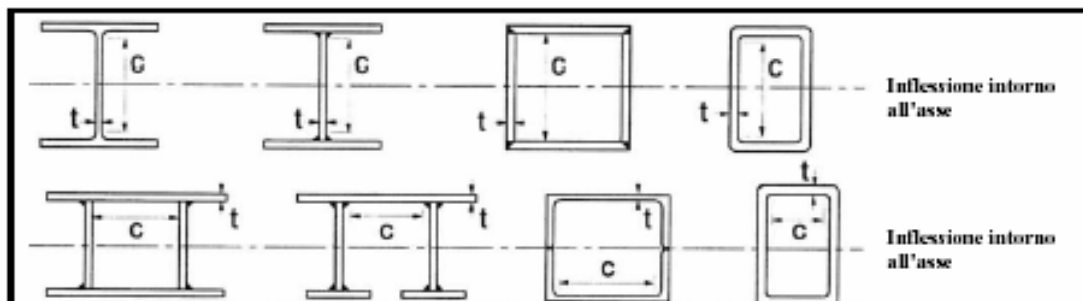
# Classificazione delle sezioni

La classificazione è finalizzata soprattutto alle sezioni inflesse

La classificazione viene effettuata sulla base della geometria della sezione  
(rapporto  $c/t$  tra lunghezza e spessore degli elementi che costituiscono la sezione)



# Parti interne compresse

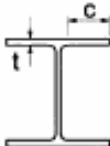

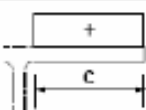


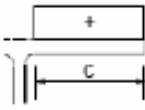
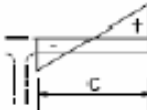
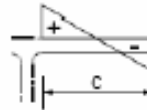


Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275
$\epsilon$	$\epsilon$	1,00	0,92
			0,81
			0,75
			0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

# Parti esterne compresse

Piattabande esterne						
						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Per $k_\sigma$ vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

# Classificazione delle sezioni

## Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

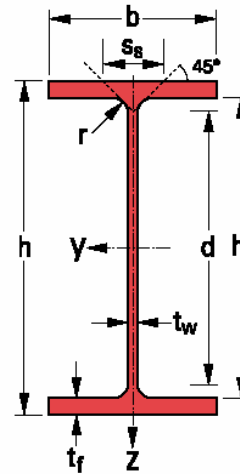
$$b = 230 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

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

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

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$



Ala compressa

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

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

Per acciaio S 235

Classe 1

$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 9\varepsilon$ <b>9</b>
2	$c/t \leq 10\varepsilon$ <b>10</b>
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 14\varepsilon$ <b>14</b>

# Classificazione delle sezioni

## Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

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

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

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

Anima

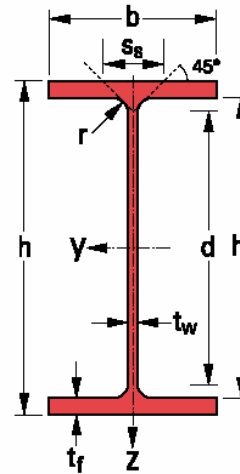
$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

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

Per acciaio S 235

Classe 1

Il profilo è di Classe 1



Classe	Parte soggetta a flessione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 72\varepsilon$ <b>72</b>
2	$c/t \leq 83\varepsilon$ <b>83</b>
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 124\varepsilon$ <b>124</b>

$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81



# Classificazione delle sezioni

## Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

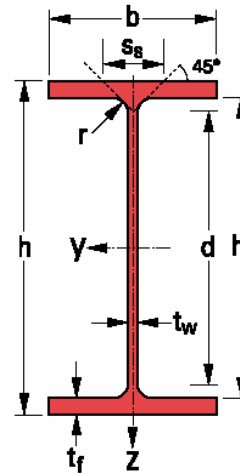
$$b = 230 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

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

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

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$



Ala compressa

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

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

Per acciaio S 355

Classe 2

$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81

Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 9\varepsilon$ 7.29
2	$c/t \leq 10\varepsilon$ 8.10
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 14\varepsilon$ 11.34

# Classificazione delle sezioni

## Esempio

- Profilo HE 240 A, soggetto a flessione

$$b = 230 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

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

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

$$t_w = 7.5 \text{ mm}$$

Anima

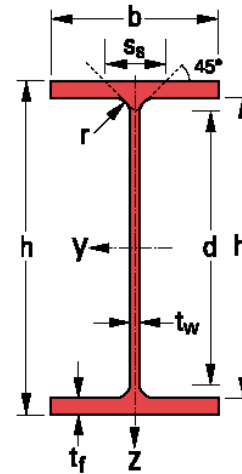
$$c = h - 2 t_f - 2 r = 174 \text{ mm}$$

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

Per acciaio S 355

Classe 1

Il profilo è di Classe 2



Classe	Parte soggetta a flessione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
1	$c/t \leq 72\epsilon$ <b>58.3</b>
2	$c/t \leq 83\epsilon$ <b>67.2</b>
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)	
3	$c/t \leq 124\epsilon$ <b>100.4</b>

$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81

# Classificazione delle sezioni considerazioni (1)

- La maggior parte dei profili sono di classe 1
- Sono di classe superiore alcuni profili alleggeriti (A, AA) o profili in acciaio molto resistente
- I sagomari più recenti riportano la classificazione delle sezioni

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

Désignation Designation Bezeichnung		Classification ENV 1993-1-1					
		pure bending y-y			pure compression		
G kg/m		S235	S355	S460	S235	S355	S460
HE 100 AA	12.2	1	3	-	1	3	-
HE 100 A	16.7	1	1	-	1	1	-
HE 100 B	20.4	1	1	-	1	1	-
HE 100 M	41.8	1	1	-	1	1	-

# Classificazione delle sezioni

## considerazioni (2)

- La classificazione è importante per la flessione
  - la distinzione tra classe 1 e 2 riguarda solo la duttilità
  - le classi 3 e 4 hanno resistenza minore rispetto alle classi 1 e 2
- Nel caso di sforzo normale (compressione) le classi 1, 2 e 3 sono equivalenti
  - la classe 4 ha resistenza minore rispetto alle classi 1, 2 e 3
- I profili sottili appartengono alla classe 4; ma per loro ci sono regole specifiche:  
Eurocodice 3, parte 1-3