

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale e  
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

### Progetto di aste e collegamenti in acciaio

2 - Problematiche generali; analisi strutturale;  
stati limite di esercizio

Spoletto  
21-23 ottobre 2010  
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

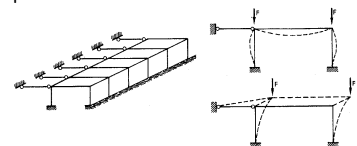


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

### 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

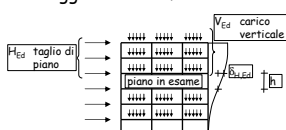
### Analisi strutturale metodi di analisi

- **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

NTC08, punto 4.2.3.3 - EC3-1-1, punto 5.4

### 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



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

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

### 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

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

Si veda anche NTC08, punto 7.3.1  
(per zona sismica)

EC3-1-1, punto 5.2; Circolare, punto C4.2.3.4

### Analisi strutturale imperfezioni di montaggio

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



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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

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

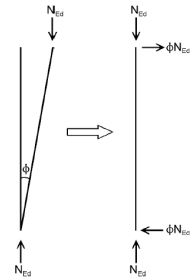
$$m = \text{numero di piani}$$

EC3-1-1, punto 5.3; Circolare, punto C4.2.3.5

### 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

EC3-1-1, punto 5.3

### Stati limite di esercizio

### Stati limite di esercizio

Problema: evitare

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

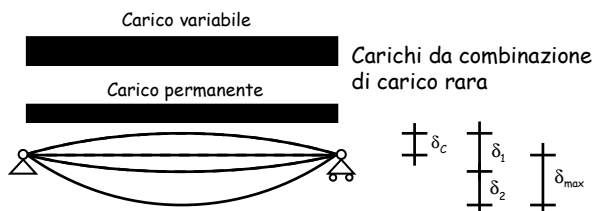
vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

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



$\delta_c$  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	

NTC08, punto 4.2.4.2.1

## Progetto - stato limite di esercizio

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

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

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



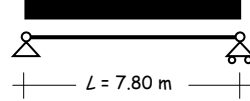
$I$  momento d'inerzia.

2 - Si sceglie il profilato.

## Esempio

Dati:

$G_k + Q_k$  oppure  $Q_k$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$G_k$  0.38 kN/m

$Q_k$  1.54 kN/m

$G_k + Q_k$  1.92 kN/m

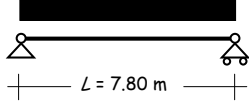
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

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

## 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

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

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

## 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

Peso: 0.188 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	G kg/m	Values statistiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,y}$ cm <sup>3</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$A_c$ cm <sup>2</sup>	$I_x$ cm <sup>4</sup>
IPE A 100	6.9	141.2	28.81	22.98	4.01	4.44	12.11
IPE 100	8.1	171.0	34.20	29.41	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	7.89	54.43
IPE 160	15.8	869.3	108.7	123.9	6.58	9.66	68.31
IPE A 180	15.4	1065	120.1	135.3	7.37	9.29	81.89
IPE 180	18.8	1317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9
IPE O 180	21.3	1506	165.4	189.1	7.45	12.78	117.3
IPE A 200	18.4	1591	161.6	191.7	8.33	11.47	117.2
IPE 200	22.4	1943	194.3	229.6	8.26	14.09	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

Peso: 0.337 kN/m

Massa: 30.4 kg/m

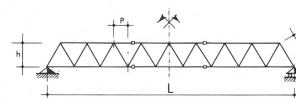
Peso: 0.304 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	G kg/m	Values statistiques / Section pro					
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					
		$I_y$ cm <sup>4</sup>	$W_{el,y}$ cm <sup>3</sup>	$W_{pl,y}$ cm <sup>3</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$A_c$ cm <sup>2</sup>	$I_x$ 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	340.2	72.76	82.01	4.66	7.56	133.8
HE 100 B	20.4	448.5	89.91	104.2	4.16	9.04	167.3
HE 100 M	41.8	1143	190.4	235.8	4.63	18.04	390.2
HE 120 AA	14.6	413.4	75.85	84.12	4.72	6.90	158.8
HE 120 A	19.9	686.2	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	388.2	350.6	5.51	21.15	702.8
HE 140 AA	18.1	719.5	112.4	128.8	5.59	7.92	274.8
HE 140 A	24.7	1032	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3
HE 140 B	33.1	1509	215.6	245.4	5.93	13.08	580.7
HE 140 M	63.2	3200	411.4	493.8	6.39	24.46	1144
HE 160 AA	23.8	1282	172.4	190.4	6.50	10.38	428.7
HE 160 A	30.4	1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6
HE 160 B	42.6	2402	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



$$v = v_{el} + v_c + v_d$$

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

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

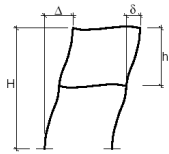
$n$  = numero di giunti nei correnti

$\phi - d$  = 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	$h/300$	$H/500$

NTC08, punto 4.2.4.2.2