

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
2-4 febbraio 2012
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

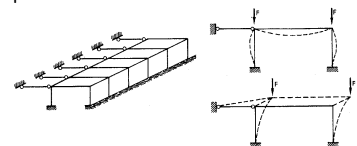


Figura tratta da: Ballo, Mazzolani, Strutture in acciaio

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

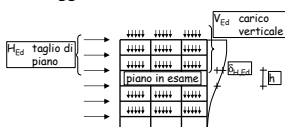
Analisi strutturale metodi di analisi

- **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;
 - se $\alpha_{cr} > 10$ eseguire l'analisi del primo ordine
 - altrimenti incrementare gli effetti delle azioni ottenuti dall'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



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

$$\phi_0 = 1/200$$

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

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

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

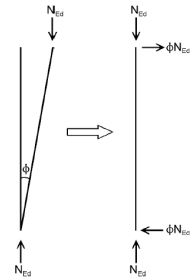
m = colonne di piano con $N_{Ed} \geq 0,5 N_{Ed,med}$

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;

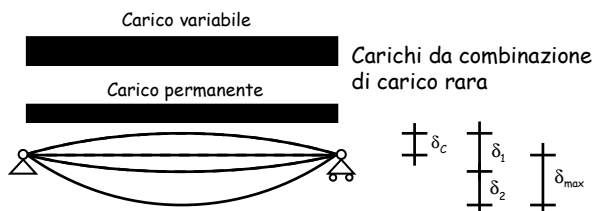
vibrazioni e oscillazioni che creano fastidio agli occupanti degli edifici o danno ai suoi contenuti;

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



δ_c Contromonta
 δ_1 Effetto dei carichi permanenti

δ_2 Effetto dei carichi variabili

δ_{max} Spostamento complessivo ($\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

Verifica degli spostamenti Valori massimi di spostamento verticale

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	

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.

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

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



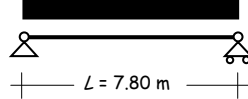
I momento d'inerzia.

2 - Si sceglie il profilato.

Esempio

Dati:

$$G_k + Q_k \text{ oppure } Q_k$$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$$G_k = 0.38 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 1.54 \text{ kN/m}$$

$$G_k + Q_k = 1.92 \text{ kN/m}$$

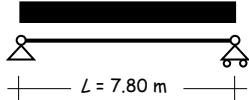
$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(G_k + Q_k) L^4}{E I} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 (G_k + Q_k) L^3}{384 E}$$

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

Esempio

Dati:

$$G_k + Q_k \text{ oppure } Q_k$$



Trave di copertura che non porta elementi fragili

$$G_k = 0.38 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 1.54 \text{ kN/m}$$

$$G_k + Q_k = 1.92 \text{ kN/m}$$

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

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

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	Valeurs statistiques / Section pro						
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	I _z cm ⁴	A _e cm ²	I _t cm ⁴
IPE 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 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 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 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 180	15.4	1195	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 180	21.3	1509	165.4	189.1	7.45	12.78	117.3
IPE 200	18.4	1591	161.6	191.7	8.33	11.47	117.3
IPE 200	22.4	1943	194.3	229.6	8.26	14.09	142.4
IPE 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

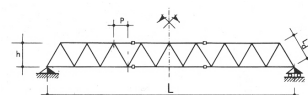
Peso: 0.304 kN/m

Designation Designation Bezeichnung	Valeurs statistiques / Section pro						
	G kg/m	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	I _z cm ⁴	A _e cm ²	I _t cm ⁴
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	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	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	3201	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



$$\delta = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d$$

δ_{el} = Spostamento dovuto alla deformazione elastica delle aste

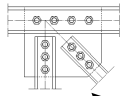
$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d)$$

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

n = numero di giunti nei correnti

$\phi - d$ = gioco foro bullone

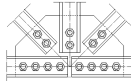
Esempio



Tutte le aste di parete (montanti e diagonali) sono bullonate

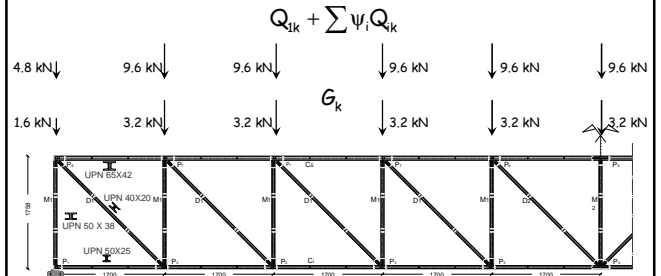


I correnti sono continui tranne che nella mezzera della trave reticolare

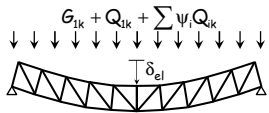


Esempio

La trave è stata proporzionata nel rispetto delle verifiche allo stato limite ultimo e deve essere verificata per lo stato limite di esercizio



Esempio



$$\delta_{el} = 24.7 \text{ mm}$$



$$\delta_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d) = \frac{4}{6} \frac{17}{1.76} \times 1 = 6.4 \text{ mm}$$

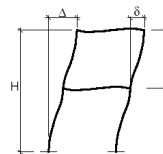


$$\delta_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d) = \frac{17}{1.7} \sqrt{2} \times 1 = 14.1 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} = \delta_{el} + \delta_c + \delta_d = 45.2 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = \frac{17000}{200} = 85 \text{ mm}$$

Verifica degli spostamenti Spostamenti orizzontali

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



Condizioni	δ	Δ
Edifici industriali monopiano senza carroponete	$h/150$	
Altri edifici monopiano	$h/300$	
Edifici multipiano	$h/300$	$H/500$

NTC08, punto 4.2.4.2.2