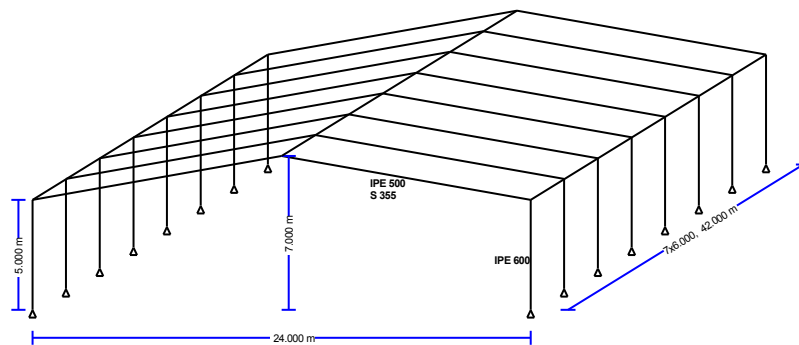


PFR 06/02/2015



1. Normative di calcolo

UNI EN1990:2004, Eurocode 0 Basi di calcolo
 UNI EN1991-1-1:2004, Eurocode 1-1 Azioni
 DM2008, Eurocode 1-3 Carichi di neve
 DM2008, Eurocode 1-4 Azioni del vento
 EN1993-1-1:2005, Eurocodice 3 1-1 Progetto delle strutture in acciaio
 EN1993-1-3:2005, Eurocodice 3 1-3 Elementi formati a freddo
 EN1993-1-5:2006, Eurocodice 3 1-5 Elementi strutturali a lastra
 EN1993-1-8:2005, Eurocodice 3 1-8 Progetto dei collegamenti
 CEN/TS 1992-4-1:2009, Progetto dei fissaggi in calcestruzzo, Generale
 CEN/TS 1992-4-2:2009, Progetto dei fissaggi, Bulloneria
 EN1992-1-1:2004, Eurocode 2 Progettazione delle strutture di calcestrutto
 EN1997-1-1:2004, Eurocode 7 Progettazione geotecnica
 DM2008, Eurocode 8 Progettazione delle strutture antisismiche

2. Dati principali

2.1. Geometria della struttura del telaio

Larghezza campata	$L = 24.000 \text{ m}$
Altezza totale(max)	$H = 7.000 \text{ m}$
Altezza pilastro	$H1 = 5.000 \text{ m}$
Lunghezza totale	$B = 42.000 \text{ m (} 7 \times 6.000 \text{m)}$
Passo telai	$s = 6.000 \text{ m}$
Pendenza tetto	$\alpha = 9.46^\circ$
Misura Tratto rastremato	$L1 = L/10.0 = 2.400 \text{ m}$
Rivestimento	Spessore lamiera $t_w = 0.750 \text{ mm}$, Profondità profilo $h_w = 40.0 \text{ mm}$
Passo arcarecci	$= 3.000 \text{ m}$
	Arcareccio lateralmente vincolato, Arcareccio continuo

2.2. Sezioni di acciaio

Sezione pilastro	IPE 600 - S 355
Sezione puntone	IPE 500 - S 355
Sezione arcareccio	IPE 160 - S 355
Sistema di vincolo trasversale	20K2 - S 355
Rinforzo laterale dei pilastri	$L_{m1} = 4.250 \text{ m}$
Vincoli torsionali dei puntoni	$L_{m2} = 3.201 \text{ m}$
Rinforzi in compressione alla base de tratto rastremato	

2.3. Unioni di acciaio

Tipo di connessione	Connessione piastra di estremità, bulloni non precaricati
Categoria della connessione	Categoria A: tipo portante Categoria D: Non precaricato
Piastra di estremità	Spessore $t_p=20$ mm, S 235
Bulloni	M24, Classe 10.9

2.4. Base e fondazione del pilastro

Tipo di acciaio della piastra alla base	Spessore $t_p=30$ mm, S 235
Bulloni di ancoraggio	M24, Classe 5.6
Calcestruzzo fondazione	C25/30-B500C
Copriferro	$C_{nom}= 35$ mm
Portata del terreno	$q_u= 0.200$ kN/mm ²
Peso specifico del terreno	$\gamma = 18.00$ kN/m ³
Profondità della fondazione	$h_f= 2.700$ m

3. Materiali e Parametri del codice**3.1. Materiali****Acciaio: S 355**

(EN1993-1-1, §3.2)

 $t \leq 40$ mm, Resistenza allo snervamento $f_y= 355$ N/mm², Resistenza a rottura $f_u= 510$ N/mm² $40\text{mm} < t \leq 80$ mm, Resistenza allo snervamento $f_y= 335$ N/mm², Resistenza a rottura $f_u= 470$ N/mm²Modulo di elasticità $E=210000$ N/mm², Coefficiente di Poisson $\nu=0.30$, Unità di massa $\rho= 7850$ Kg/m³**Fattori parziali per i materiali**

(EN1993-1-1, §6.1)

 $\gamma_{M0}= 1.00$, $\gamma_{M1}= 1.00$, $\gamma_{M2}= 1.25$ **4. Carichi****4.1. Carichi permanenti**

(EN1991-1-1)

Peso proprio dell'assito e dell'isolante

$$g_{k1} = 0.200 + 0.155/3.000 = 0.252 \text{ kN/m}^2$$

Peso proprio del controsoffitto del tetto

$$g_{k2} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad g_k = g_{k1} + g_{k2} = 0.252 \text{ kN/m}^2$$

Passo telai

$$s = 6.000 \text{ m}$$

Carico del tetto sulla struttura

$$(g_{k1} + g_{k2}) \cdot s = 0.252 \times 6.000 = 1.51 \text{ kN/m}$$

Peso proprio dei puntoni

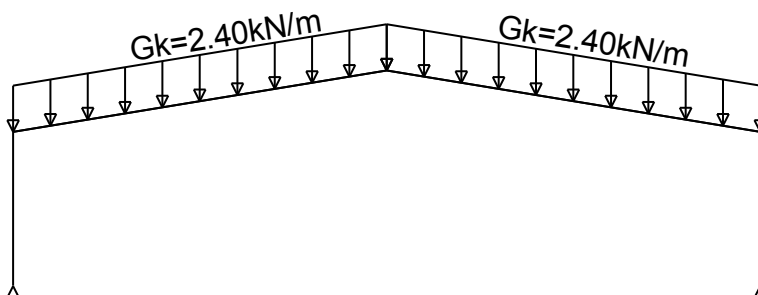
$$G(\text{IPE } 500) = 0.89 \text{ kN/m}$$

Carico permanente sul telaio

$$G_k = 1.51 + 0.89 = 2.40 \text{ kN/m}$$

Peso proprio dei pilastri

$$G(\text{IPE } 600) = 1.20 \text{ kN/m}$$

Carico G (Carico permanente)**4.2. Sovraccario**

(UNI EN1991-1-1:2004 Tab.6.10)

Pendenza tetto

$$\alpha = 9.46^\circ$$

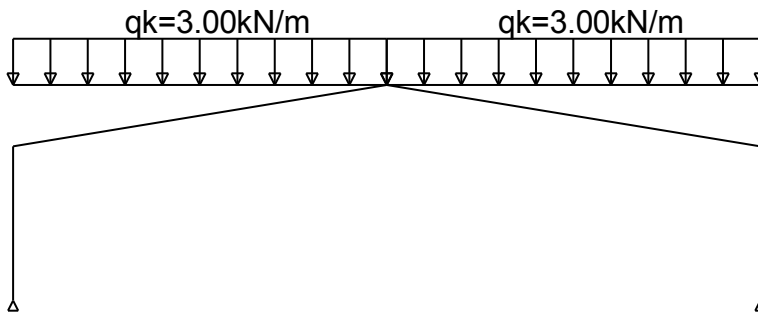
Carico (categoria H)

$$q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

Carico del tetto sulla struttura

$$q_k \cdot s = 0.50 \times 6.000 = 3.00 \text{ kN/m}$$

Carico Qk (Carico imposto)



4.3. Carico neve

(DM2008)

Carico neve al suolo

(DM2008 §4, Annessi C)

Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k=0.800 \text{ kN/m}^2$

Carico neve sulla copertura (DM2008, §3.4)

inclinato tetto (DM2008 §5.3.3)

Inclinazione del tetto : $\alpha_1=9.462^\circ$

Inclinazione del tetto : $\alpha_2=9.462^\circ$

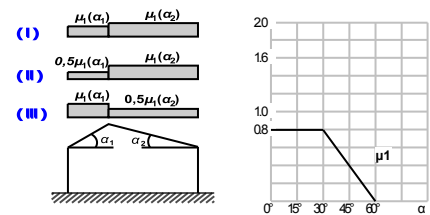
Coefficiente di esposizione : $C_e=1.000$ (DM2008 §5.2(7))

Coefficiente termico : $C_t=1.000$ (DM2008 §5.2(8))

Fattori di forma $\mu_1(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_2)=0.800$ (DM2008 T.5.2)

$S(\alpha_1)=\mu_1(\alpha_1) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 0.800=0.640 \text{ kN/m}^2$

$S(\alpha_2)=\mu_1(\alpha_2) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k=0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 0.800=0.640 \text{ kN/m}^2$



Azioni della neve (DM2008, §5.2, §5.3.3)

Combinazione di carico (I) , $S(\text{Sinistra})=S(\alpha_1) = 0.640 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Destra})=S(\alpha_2) = 0.640 \text{ kN/m}^2$

Combinazione di carico (II) , $S(\text{Sinistra})=0.5 \times S(\alpha_1) = 0.320 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Destra})=S(\alpha_2) = 0.640 \text{ kN/m}^2$

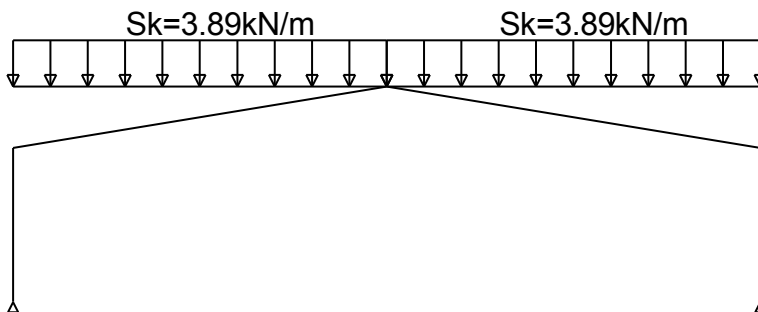
Combinazione di carico (III) , $S(\text{Sinistra})=S(\alpha_1) = 0.640 \text{ kN/m}^2$, $S(\text{Destra})=0.5 \times S(\alpha_2) = 0.320 \text{ kN/m}^2$

4.4. Carico neve sul telaio

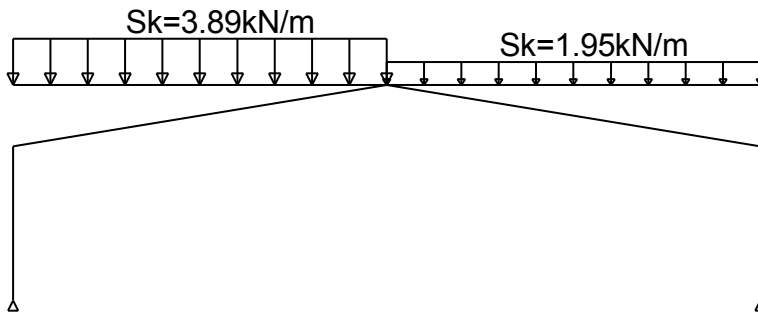
(DM2008)

Carico neve al suolo	$s_k= 0.800 \text{ kN/m}^2$
Carico neve sulla copertura	$S_k= 0.8 \times 0.800 \times 1.00 \times 1.00 = 0.640 \text{ kN/m}^2$
Passo telai	$s= 6.000 \text{ m}$
Carico neve sul telaio	$Sk_1= 0.640 \times 6.000 / \cos 9.46^\circ = 3.89 \text{ kN/m}$
	$Sk_2= 0.5 \times 0.640 \times 6.000 / \cos 9.46^\circ = 1.95 \text{ kN/m}$
Combinazione di carico (I)	$Sk_1= 3.89 \text{ kN/m}$, $Sk_2= 3.89 \text{ kN/m}$
Combinazione di carico (II)	$Sk_1= 3.89 \text{ kN/m}$, $Sk_2= 1.95 \text{ kN/m}$
Combinazione di carico (III)	$Sk_1= 1.95 \text{ kN/m}$, $Sk_2= 3.89 \text{ kN/m}$

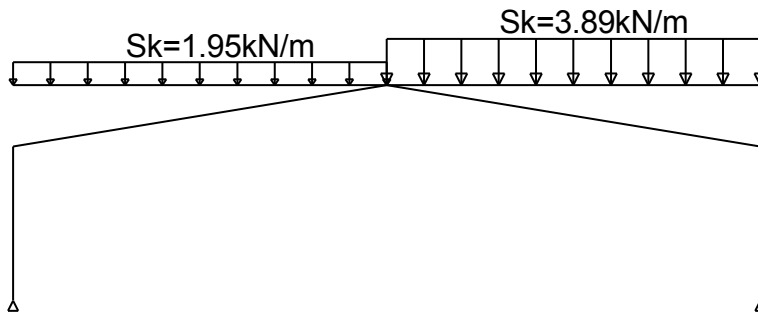
Carico Qs1 (Carico neve)



Carico Qs2 (Carico neve)



Carico Qs3 (Carico neve)



4.5. Carico da vento

(DM2008)

Effetti del terreno

(DM2008, §4.3.2, Annessi A)

Categoria del terreno : 0 (DM2008, Tab. 4.1)

Mare o area costiera esposta al mare aperto

Fattore di rugosità Cr(z) (DM2008, §4.3.2)

Categoria del terreno: 0, z=7.000m, zo=0.003m, zmin=1m, zmax:=200m, zoII=0.050m

$kr=0.19 \cdot (0.003/0.05)^{0.07}=0.156$, $Cr(z)=kr \cdot \ln(z/zo)=0.156 \times \ln(7.000/0.003)=1.210$

Fattore di orografia Co(z) (DM2008, §4.3.3)

Co(z)=0.000 (DM2008, §4.3.3)

Fattore di turbolenza Kl (DM2008, §4.4)

Kt=1.000

Fattore di esposizione Ce(z) (DM2008, §4.5)

Categoria del terreno : 0 (DM2008, Tab. 4.1)

z= 7.00 m, kr=0.156, lv(z)=0.129, Ce(z)= (DM2008, eq. A.4.8, eq. A.4.7, eq. A.4.4, eq. A.4.3)

Pressione del vento q(z)=Ce(z) · qb =Ce(z) · (0.625) · Vb²

(DM2008, §4.5)

Vb=22.73m/sec

z=7.000m

Cr(z)=1.210

Co(z)=0.000

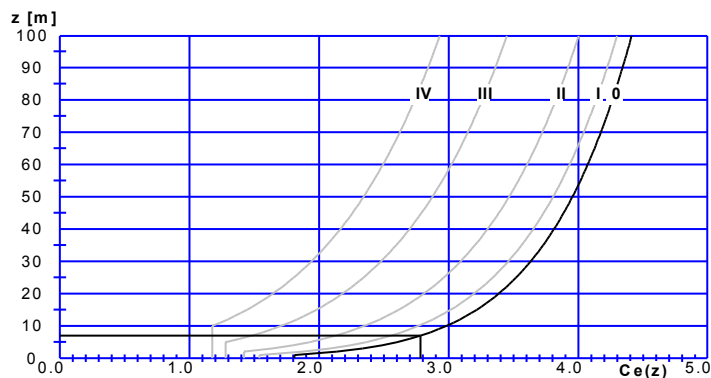
Kt=1.000

Ce(z)=2.786

$$q(z) = Ce(z) \cdot (\frac{1}{2}\rho) \cdot Vb^2$$

$$= Ce(z) \times 0.625 \times 22.73^2$$

$$= 0.900 \text{ N/m}^2$$



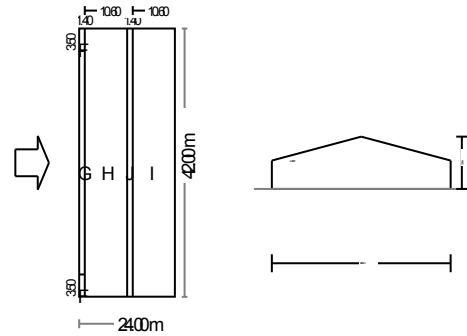
Forze del vento sul tetto a doppia falda, Angolo del vento: 0.00

(DM2008, §7.2.5)

Coefficienti della spinta del vento Cpe

(DM2008, Tab. 7.4a)

Angolo del vento: $\theta=0.00$
 $b=42.00m$, $d=24.00m$, $h=7.00m$, $e=\min(b,2h)=14.00m$
 $e/4=3.50m$, $e/10=1.40m$, $e/2=7.00m$
 Angolo di inclinazione: $\alpha=9.462$



- Zona : F, A= 4.97m², Cpe,10=-1.34, Cpe,1=-2.28
- Zona : F, A= 4.97m², Cpe,10=+0.09, Cpe,1=+0.09
- Zona : G, A= 49.68m², Cpe,10=-1.02, Cpe,1=-1.78
- Zona : G, A= 49.68m², Cpe,10=+0.09, Cpe,1=+0.09
- Zona : H, A= 451.34m², Cpe,10=-0.47, Cpe,1=-0.80
- Zona : H, A= 451.34m², Cpe,10=+0.09, Cpe,1=+0.09
- Zona : I, A= 451.34m², Cpe,10=-0.51, Cpe,1=-0.51
- Zona : I, A= 451.34m², Cpe,10=-0.33, Cpe,1=-0.33
- Zona : J, A= 59.61m², Cpe,10=-0.34, Cpe,1=-0.56
- Zona : J, A= 59.61m², Cpe,10=-0.33, Cpe,1=-0.33

Spinta del vento sulle superfici del tetto $w_e=q(z) \cdot Cpe=0.900 \times Cpe$ [kN/m²] (DM2008, 5.1)

F		G		H		I		J	
$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
-1.209	-2.049	-0.919	-1.599	-0.420	-0.719	-0.460	-0.460	-0.302	-0.503
+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	+0.080	-0.299	-0.299	-0.299	-0.299

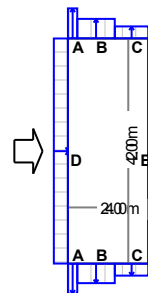
Spinta del vento su pareti verticali

(DM2008, §7.2.2)

Coefficienti della spinta del vento Cpe

(DM2008, Tab. 7.1)

- $h/d=5.00/24.00=0.208$, $e=10.00m$
- Zona : A, (2.00xh), Cpe,10=-1.20, Cpe,1=-1.40
 - Zona : B, (8.00xh), Cpe,10=-0.80, Cpe,1=-1.10
 - Zona : C, (14.00xh), Cpe,10=-0.50, Cpe,1=-0.50
 - Zona : D, (42.00xh), Cpe,10= 0.70, Cpe,1= 1.00
 - Zona : E, (42.00xh), Cpe,10=-0.30, Cpe,1=-0.30



Spinta del vento sulle superfici delle pareti $w_e=q(z) \cdot Cpe$ [kN/m²] (DM2008, 5.1)

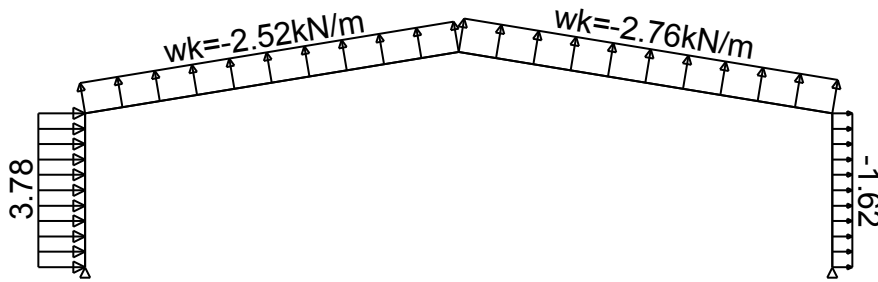
z= 5.00~ 0.00m,	A		B		C		D		E	
	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$	$w_{e,10}$	$w_{e,1}$
	-1.080	-1.260	-0.720	-0.990	-0.450	-0.450	0.630	0.900	-0.270	-0.270

4.6. Spinta del vento sul telaio

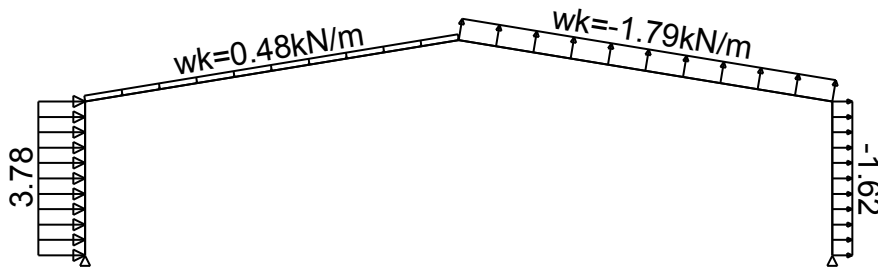
(DM2008)

Pressione del vento sulla superficie verticale	$w_k= 0.900$ kN/m ²
Pressione interna del vento	$w_i= 0.000$ kN/m ²
Passo telai	$s= 6.000$ m
Pilastro sinistro	$Wk1= 0.630 \times 6.000= 3.78$ kN/m, $Wk1= 0.630 \times 6.000= 3.78$ kN/m
Puntone sinistro	$Wk2=-0.420 \times 6.000= -2.52$ kN/m, $Wk2= 0.080 \times 6.000= 0.48$ kN/m
Puntone destro	$Wk3=-0.460 \times 6.000= -2.76$ kN/m, $Wk3=-0.299 \times 6.000= -1.79$ kN/m
Pilastro destro	$Wk4=-0.270 \times 6.000= -1.62$ kN/m, $Wk4=-0.270 \times 6.000= -1.62$ kN/m

Carico Qw1 (Spinta vento)



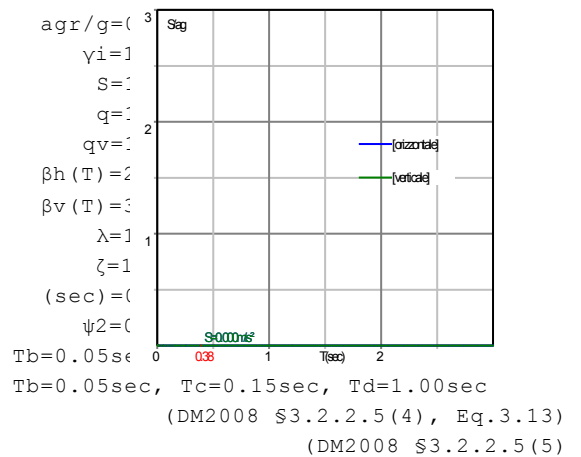
Carico Qw2 (Spinta vento)



4.7. Azione sismico

(DM2008, §3)

- Accelerazione orizzontale (§3.2.2.2)
- Fattore d'importanza (§3.2.1, T.4.3)
- Fattore di suolo [orizzontale] (§3.2.2.2)
- Fattore di struttura [orizzontale] (§3.2.2.5)
- Fattore di struttura [verticale]
- Fattore di spettro [orizzontale] (§3.2.2.5)
- Fattore di spettro [verticale] (§3.2.2.3)
- Fattore di correzione (§4.3.3.2.2.1)
- Distribuzione della forza $\zeta = z_i W_i / \sum z_j W_j$ (§4.3.3.2.3)
- Primo period di vibrazione (§4.3.3.2.2.3)
- Fattore di combinazione carico da neve (EC0 T.A1.1)
- Periodi di spettro [orizzontale]
- Periodi di spettro [verticale]
- $S_d(T_1=0.30s) = 0.000 m/s^2$
- $S_v(T_1=0.30s) = 0.000 m/s^2$



5. Valori di progetto dei Carichi

(EN1990 NA Italy UNI EN, §6.4, §6.5)

5.1. Fattori di combinazione

(EN1990 Tab.A1.1)

Categoria H	$Q_k \psi_0=0.00, \psi_1=0.00, \psi_2=0.00$
Carichi da neve sugli edifici	$Q_s \psi_0=0.50, \psi_1=0.20, \psi_2=0.00$
Carichi da vento sugli edifici	$Q_w \psi_0=0.60, \psi_1=0.20, \psi_2=0.00$

5.2. Stato limite ultimo (SLU) (EQU)

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$\gamma_{G, \text{sup}}=1.10$ (Sfavorevole)

$\gamma_{G, \text{inf}}=0.90$ (Favorevole)

$\gamma_Q = 1.50$ (Sfavorevole)

$\gamma_Q = 0.00$ (Favorevole)

Combinazioni di carico (SLU) (EQU),**Carico permanente G_k , sovraccarico Q_k , cCarico neve Q_{s1}, Q_{s2}, Q_{s3} , carico da vento , Q_w**

C.C. 101: $1.10G_k+1.50Q_k$	(Eq. 6.10)
C.C. 102: $1.10G_k+1.50Q_{s1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 103: $1.10G_k+1.50Q_{s2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 104: $1.10G_k+1.50Q_{s3}$	(Eq. 6.10)
C.C. 105: $1.10G_k+1.50Q_{w1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 106: $1.10G_k+1.50Q_{w2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 111: $0.90G_k+1.50Q_{w1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 121: $1.10G_k+1.50Q_{s1}+0.60x1.50Q_{w1}= 1.10xG_k+1.50Q_{s1}+0.90Q_{w1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 122: $1.10G_k+1.50Q_{s1}+0.60x1.50Q_{w2}= 1.10xG_k+1.50Q_{s1}+0.90Q_{w2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 123: $1.10G_k+1.50Q_{s2}+0.60x1.50Q_{w1}= 1.10xG_k+1.50Q_{s2}+0.90Q_{w1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 124: $1.10G_k+1.50Q_{s2}+0.60x1.50Q_{w2}= 1.10xG_k+1.50Q_{s2}+0.90Q_{w2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 125: $1.10G_k+1.50Q_{s3}+0.60x1.50Q_{w1}= 1.10xG_k+1.50Q_{s3}+0.90Q_{w1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 126: $1.10G_k+1.50Q_{s3}+0.60x1.50Q_{w2}= 1.10xG_k+1.50Q_{s3}+0.90Q_{w2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 127: $1.10G_k+1.50Q_{w1}+0.50x1.50Q_{s1}= 1.10xG_k+1.50Q_{w1}+0.75Q_{s1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 128: $1.10G_k+1.50Q_{w1}+0.50x1.50Q_{s2}= 1.10xG_k+1.50Q_{w1}+0.75Q_{s2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 129: $1.10G_k+1.50Q_{w1}+0.50x1.50Q_{s3}= 1.10xG_k+1.50Q_{w1}+0.75Q_{s3}$	(Eq. 6.10)
C.C. 130: $1.10G_k+1.50Q_{w2}+0.50x1.50Q_{s1}= 1.10xG_k+1.50Q_{w2}+0.75Q_{s1}$	(Eq. 6.10)
C.C. 131: $1.10G_k+1.50Q_{w2}+0.50x1.50Q_{s2}= 1.10xG_k+1.50Q_{w2}+0.75Q_{s2}$	(Eq. 6.10)
C.C. 132: $1.10G_k+1.50Q_{w2}+0.50x1.50Q_{s3}= 1.10xG_k+1.50Q_{w2}+0.75Q_{s3}$	(Eq. 6.10)

5.3. Stato limite ultimo (SLU) (STR)

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2} \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$E_d = \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k1} + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\gamma_{G, \text{sup}} = 1.30 \quad (\text{Sfavorevole})$$

$$\gamma_{G, \text{inf}} = 1.00 \quad (\text{Favorevole})$$

$$\gamma_Q = 1.50 \quad (\text{Sfavorevole})$$

$$\gamma_Q = 0.00 \quad (\text{Favorevole})$$

$$\xi = 0.850, \quad \xi \cdot \gamma_G = 0.850 \times 1.30 = 1.10$$

Combinazioni di carico (SLU) (STR),**Carico permanente G_k , sovraccarico Q_k , cCarico neve Q_{s1}, Q_{s2}, Q_{s3} , carico da vento Q_w**

$$\text{C.C. 201: } 1.30G_k + 1.50Q_k \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 202: } 1.30G_k + 1.50Q_{s1} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 203: } 1.30G_k + 1.50Q_{s2} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 204: } 1.30G_k + 1.50Q_{s3} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 205: } 1.30G_k + 1.50Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 206: } 1.30G_k + 1.50Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 210: } 1.00G_k + 1.50Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 211: } 1.30G_k + 1.50Q_{s1} + 0.60 \times 1.50Q_w1 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s1} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 212: } 1.30G_k + 1.50Q_{s1} + 0.60 \times 1.50Q_w2 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s1} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 213: } 1.30G_k + 1.50Q_{s2} + 0.60 \times 1.50Q_w1 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s2} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 214: } 1.30G_k + 1.50Q_{s2} + 0.60 \times 1.50Q_w2 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s2} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 215: } 1.30G_k + 1.50Q_{s3} + 0.60 \times 1.50Q_w1 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s3} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 216: } 1.30G_k + 1.50Q_{s3} + 0.60 \times 1.50Q_w2 = 1.30xG_k + 1.50Q_{s3} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 217: } 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 0.50 \times 1.50Q_{s1} = 1.30xG_k + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s1} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 218: } 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 0.50 \times 1.50Q_{s2} = 1.30xG_k + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s2} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 219: } 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 0.50 \times 1.50Q_{s3} = 1.30xG_k + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s3} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 220: } 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 0.50 \times 1.50Q_{s1} = 1.30xG_k + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s1} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 221: } 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 0.50 \times 1.50Q_{s2} = 1.30xG_k + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s2} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 222: } 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 0.50 \times 1.50Q_{s3} = 1.30xG_k + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s3} \quad (\text{Eq. 6.10})$$

$$\text{C.C. 231: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s1} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.30xG + 0.75Q_{s1} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 232: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s1} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.30xG + 0.75Q_{s1} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 233: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s2} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.30xG + 0.75Q_{s2} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 234: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s2} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.30xG + 0.75Q_{s2} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 235: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s3} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.30xG + 0.75Q_{s3} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 236: } 1.30G_k + 1.50 \times 0.50Q_{s3} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.30xG + 0.75Q_{s3} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10a})$$

$$\text{C.C. 251: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s1} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.10xG + 1.50Q_{s1} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 252: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s1} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.10xG + 1.50Q_{s1} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 253: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s2} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.10xG + 1.50Q_{s2} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 254: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s2} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.10xG + 1.50Q_{s2} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 255: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s3} + 1.50 \times 0.60Q_w1 = 1.10xG + 1.50Q_{s3} + 0.90Q_w1 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 256: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_{s3} + 1.50 \times 0.60Q_w2 = 1.10xG + 1.50Q_{s3} + 0.90Q_w2 \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 257: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 1.50 \times 0.50Q_{s1} = 1.10xG + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s1} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 258: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 1.50 \times 0.50Q_{s2} = 1.10xG + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s2} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 259: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w1 + 1.50 \times 0.50Q_{s3} = 1.10xG + 1.50Q_w1 + 0.75Q_{s3} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 260: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 1.50 \times 0.50Q_{s1} = 1.10xG + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s1} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 261: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 1.50 \times 0.50Q_{s2} = 1.10xG + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s2} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

$$\text{C.C. 262: } 0.850 \times 1.30G_k + 1.50Q_w2 + 1.50 \times 0.50Q_{s3} = 1.10xG + 1.50Q_w2 + 0.75Q_{s3} \quad (\text{Eq. 6.10b})$$

5.4. Stato limite di esercizio (SLE)

$$Ed = Gk + Qk1 + \psi_0 \cdot Qk2 + \psi_0 \cdot Qk3 \quad (\text{Combinazione caratteristica}) \quad (\text{Eq. 6.14b})$$

$$Ed = Gk + \psi_1 \cdot Qk1 + \psi_2 \cdot Qk2 + \psi_2 \cdot Qk3 \quad (\text{Combinazione frequente}) \quad (\text{Eq. 6.15b})$$

$$Ed = Gk + \psi_2 \cdot Qk1 + \psi_2 \cdot Qk2 + \psi_2 \cdot Qk3 \quad (\text{Combinazione Quasi-permanente}) \quad (\text{Eq. 6.16b})$$

Combinazioni di carico (SLE)

Carico permanente Gk , sovraccarico Qk , cCarico neve $Qs1, Qs2, Qs3$, carico da vento $Qw2$

C.C. 301: $Gk+Qk$	(Eq. 6.14a)
C.C. 302: $Gk+Qs1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 303: $Gk+Qs2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 304: $Gk+Qs3$	(Eq. 6.14a)
C.C. 305: $Gk+Qw1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 306: $Gk+Qw2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 311: $G + Qs1 + 0.60Qw1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 312: $G + Qs1 + 0.60Qw2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 313: $G + Qs2 + 0.60Qw1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 314: $G + Qs2 + 0.60Qw2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 315: $G + Qs3 + 0.60Qw1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 316: $G + Qs3 + 0.60Qw2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 317: $G + Qw1 + 0.50Qs1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 318: $G + Qw1 + 0.50Qs2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 319: $G + Qw1 + 0.50Qs3$	(Eq. 6.14a)
C.C. 320: $G + Qw2 + 0.50Qs1$	(Eq. 6.14a)
C.C. 321: $G + Qw2 + 0.50Qs2$	(Eq. 6.14a)
C.C. 322: $G + Qw2 + 0.50Qs3$	(Eq. 6.14a)
C.C. 331: $G + 0.50Qs1 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.15a)
C.C. 332: $G + 0.50Qs1 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.15a)
C.C. 333: $G + 0.50Qs2 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.15a)
C.C. 334: $G + 0.50Qs2 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.15a)
C.C. 335: $G + 0.50Qs3 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.15a)
C.C. 336: $G + 0.50Qs3 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.15a)
C.C. 337: $G + 0.20Qw1 + 0.00Qs1$	(Eq. 6.15a)
C.C. 338: $G + 0.20Qw1 + 0.00Qs2$	(Eq. 6.15a)
C.C. 339: $G + 0.20Qw1 + 0.00Qs3$	(Eq. 6.15a)
C.C. 340: $G + 0.20Qw2 + 0.00Qs1$	(Eq. 6.15a)
C.C. 341: $G + 0.20Qw2 + 0.00Qs2$	(Eq. 6.15a)
C.C. 342: $G + 0.20Qw2 + 0.00Qs3$	(Eq. 6.15a)
C.C. 351: $G + 0.00Qs1 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.16a)
C.C. 352: $G + 0.00Qs1 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.16a)
C.C. 353: $G + 0.00Qs2 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.16a)
C.C. 354: $G + 0.00Qs2 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.16a)
C.C. 355: $G + 0.00Qs3 + 0.30Qw1$	(Eq. 6.16a)
C.C. 356: $G + 0.00Qs3 + 0.30Qw2$	(Eq. 6.16a)

5.5. Stato limite ultimo (SLU) Condizioni sismiche

$$Ed = Gk + Aed + \psi_2 \cdot Qk1 + \psi_2 \cdot Qk2 + \psi_2 \cdot Qk3 \quad (\text{Eq. 6.12b})$$

Carico neve Qs , carico da vento Qw , Carico sismico Aed

$$C.C. 601: Gk + 0.20Qs1 + Aed \quad (\text{Eq. 6.14a})$$

5.6. Riassunto delle combinazioni di carico

Carico permanente Gk, sovraccarico Qk, cCarico neve Qs1, Qs2, Qs3, carico da vento Qw2

1	C.C. 101	(SLU) (EQU)	1.10Gk+1.50Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
2	C.C. 102	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
3	C.C. 103	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
4	C.C. 104	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
5	C.C. 105	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
6	C.C. 106	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
7	C.C. 111	(SLU) (EQU)	0.90Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
8	C.C. 121	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
9	C.C. 122	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
10	C.C. 123	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
11	C.C. 124	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
12	C.C. 125	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
13	C.C. 126	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
14	C.C. 127	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
15	C.C. 128	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
16	C.C. 129	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
17	C.C. 130	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
18	C.C. 131	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
19	C.C. 132	(SLU) (EQU)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
20	C.C. 201	(SLU) (STR)	1.30Gk+1.50Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
21	C.C. 202	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
22	C.C. 203	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
23	C.C. 204	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
24	C.C. 205	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
25	C.C. 206	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
26	C.C. 210	(SLU) (STR)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
27	C.C. 211	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
28	C.C. 212	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
29	C.C. 213	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
30	C.C. 214	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
31	C.C. 215	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
32	C.C. 216	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
33	C.C. 217	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
34	C.C. 218	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
35	C.C. 219	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
36	C.C. 220	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
37	C.C. 221	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
38	C.C. 222	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
39	C.C. 231	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
40	C.C. 232	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
41	C.C. 233	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
42	C.C. 234	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
43	C.C. 235	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
44	C.C. 236	(SLU) (STR)	1.30Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
45	C.C. 251	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
46	C.C. 252	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+1.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
47	C.C. 253	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
48	C.C. 254	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
49	C.C. 255	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.90Qw1+0.00Qw2
50	C.C. 256	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.50Qs3+0.00Qw1+0.90Qw2
51	C.C. 257	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
52	C.C. 258	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
53	C.C. 259	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+1.50Qw1+0.00Qw2
54	C.C. 260	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.75Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
55	C.C. 261	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.75Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
56	C.C. 262	(SLU) (STR)	1.10Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.75Qs3+0.00Qw1+1.50Qw2
57	C.C. 301	(SLE)	1.00Gk+1.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
58	C.C. 302	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+1.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
59	C.C. 303	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
60	C.C. 304	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2
61	C.C. 305	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.00Qw1+0.00Qw2
62	C.C. 306	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.00Qw2
63	C.C. 311	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+1.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.60Qw1+0.00Qw2
64	C.C. 312	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+1.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.60Qw2
65	C.C. 313	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.00Qs2+0.00Qs3+0.60Qw1+0.00Qw2
66	C.C. 314	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+1.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.60Qw2
67	C.C. 315	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.00Qs3+0.60Qw1+0.00Qw2
68	C.C. 316	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+1.00Qs3+0.00Qw1+0.60Qw2
69	C.C. 317	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+1.00Qw1+0.00Qw2
70	C.C. 318	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.50Qs2+0.00Qs3+1.00Qw1+0.00Qw2
71	C.C. 319	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.50Qs3+1.00Qw1+0.00Qw2
72	C.C. 320	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.00Qw2
73	C.C. 321	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+1.00Qw2
74	C.C. 322	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.50Qs3+0.00Qw1+1.00Qw2
75	C.C. 331	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
76	C.C. 332	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.50Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
77	C.C. 333	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.50Qs2+0.00Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
78	C.C. 334	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.50Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
79	C.C. 335	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.50Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
80	C.C. 336	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.50Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
81	C.C. 337	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.20Qw1+0.00Qw2
82	C.C. 338	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.20Qw1+0.00Qw2
83	C.C. 339	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.20Qw1+0.00Qw2
84	C.C. 340	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.20Qw2
85	C.C. 341	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.20Qw2
86	C.C. 342	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.20Qw2
87	C.C. 351	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
88	C.C. 352	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
89	C.C. 353	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
90	C.C. 354	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
91	C.C. 355	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.30Qw1+0.00Qw2
92	C.C. 356	(SLE)	1.00Gk+0.00Qk+0.00Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.30Qw2
93	C.C. 601	(SESM)	1.00Gk+0.00Qk+0.20Qs1+0.00Qs2+0.00Qs3+0.00Qw1+0.00Qw2 + Aed

6. Sezioni di acciaio

6.1. Sezione pilastro

Proprietà della sezione

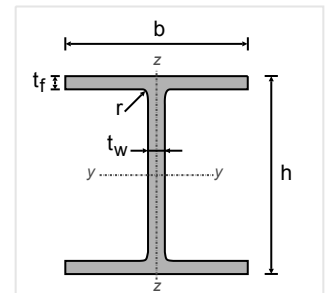
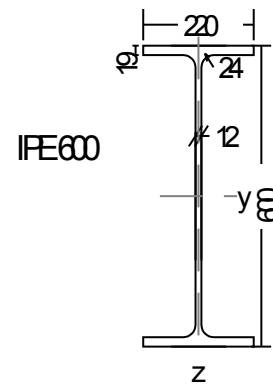
Sezione IPE 600-S 355

Quote della sezione

Altezza della sezione	h=	600.00 mm
Larghezza della sezione	b=	220.00 mm
Altezza dell'anima	hw=	581.00 mm
Altezza tratto rettilineo anima	dw=	514.00 mm
Spessore dell'anima	tw=	12.00 mm
Spessore dell'ala	tf=	19.00 mm
Raggio del raccordo	r=	24.00 mm
Massa volumica	=	122.00 Kg/m

Proprietà della sezione

Area	A=	15600 mm ²		
Momento di inerzia	I _y =	920.80×10 ⁶ mm ⁴	I _z =33.870×10 ⁶ mm ⁴	
Modulo di resistenza	W _y =	3069.0×10 ³ mm ³	W _z =307.90×10 ³ mm ³	
Plastico modulo di resistenza	W _{py} =	3512.0×10 ³ mm ³	W _{pz} =485.60×10 ³ mm ³	
Raggio di inerzia	i _y =	243.0 mm	i _z =	46.6 mm
Area di taglio	Av _z =	8380 mm ²	Av _y =	8360 mm ²
Costante di torsione	It=	1.654×10 ⁶ mm ⁴	ip=	247 mm
Costante di ingobbamento	I _w =	2845.5×10 ⁹ mm ⁶		



6.2. Sezione puntone

Proprietà della sezione

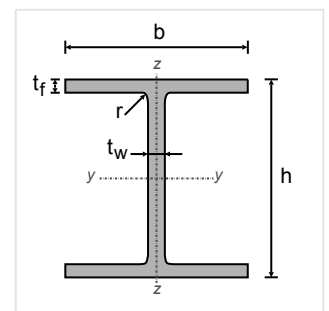
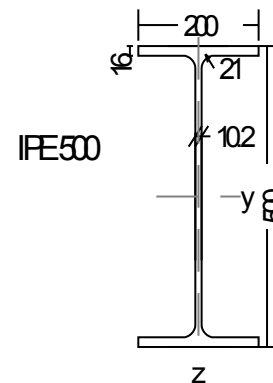
Sezione IPE 500-S 355

Quote della sezione

Altezza della sezione	h=	500.00 mm
Larghezza della sezione	b=	200.00 mm
Altezza dell'anima	hw=	484.00 mm
Altezza tratto rettilineo anima	dw=	426.00 mm
Spessore dell'anima	tw=	10.20 mm
Spessore dell'ala	tf=	16.00 mm
Raggio del raccordo	r=	21.00 mm
Massa volumica	=	90.70 Kg/m

Proprietà della sezione

Area	A=	11550 mm ²		
Momento di inerzia	I _y =	482.00×10 ⁶ mm ⁴	I _z =21.420×10 ⁶ mm ⁴	
Modulo di resistenza	W _y =	1928.0×10 ³ mm ³	W _z =214.20×10 ³ mm ³	
Plastico modulo di resistenza	W _{py} =	2194.0×10 ³ mm ³	W _{pz} =335.90×10 ³ mm ³	
Raggio di inerzia	i _y =	204.3 mm	i _z =	43.1 mm
Area di taglio	Av _z =	5985 mm ²	Av _y =	6400 mm ²
Costante di torsione	It=	0.893×10 ⁶ mm ⁴	ip=	209 mm
Costante di ingobbamento	I _w =	1249.4×10 ⁹ mm ⁶		



6.3. Sezione tratto rastremato a fine tratto rastremato

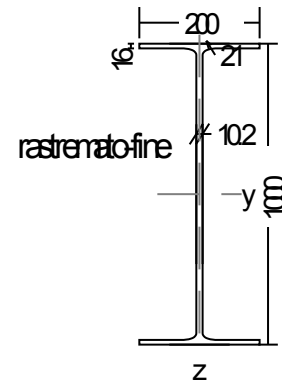
Proprietà della sezione

Sezione saldata

Sezione rastremato-fine-S 355

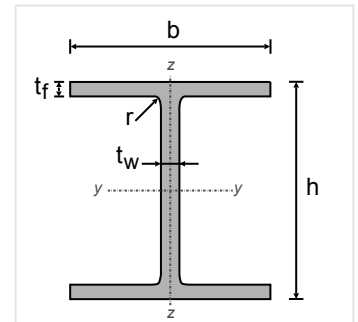
Quote della sezione

Altezza della sezione	h= 1000.00 mm
Larghezza della sezione	b= 200.00 mm
Altezza dell'anima	hw= 984.00 mm
Altezza tratto rettilineo anima	dw= 908.60 mm
Spessore dell'anima	tw= 10.20 mm
Spessore dell'ala	tf= 16.00 mm
Raggio del raccordo	r= 21.00 mm
Massa volumica	= 127.83 Kg/m



Proprietà della sezione

Area	A= 16274 mm ²	
Momento di inerzia	Iy=2320.3x10 ⁶ mm ⁴	Iz=21.419x10 ⁶ mm ⁴
Modulo di resistenza	Wy=4640.7x10 ³ mm ³	Wz=214.19x10 ³ mm ³
Plastico modulo di resistenza	Wpy=5538.2x10 ³ mm ³	Wpz=345.18x10 ³ mm ³
Raggio di inerzia	iy= 377.6 mm	iz= 36.3 mm
Area di taglio	Avz= 10037 mm ²	Avy= 6400 mm ²
Costante di torsione	It= 0.879x10 ⁶ mm ⁴	ip= 379 mm
Costante di ingobbamento	Iw=5164.0x10 ⁹ mm ⁶	
Saldatura	a= 21.0x10 ⁹ mm	



6.4. Sezione tratto rastremato a metà tratto rastremato

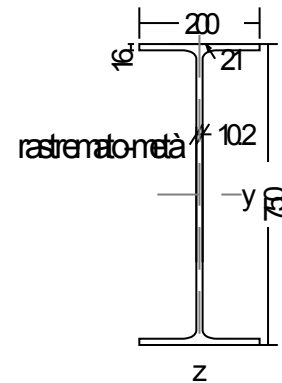
Proprietà della sezione

Sezione saldata

Sezione rastremato-metà-S 355

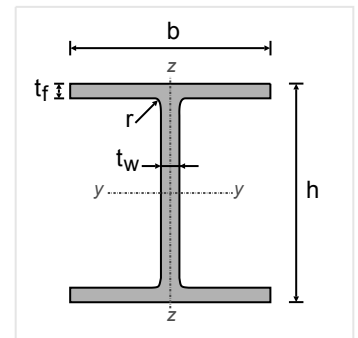
Quote della sezione

Altezza della sezione	h= 750.00 mm
Larghezza della sezione	b= 200.00 mm
Altezza dell'anima	hw= 734.00 mm
Altezza tratto rettilineo anima	dw= 658.60 mm
Spessore dell'anima	tw= 10.20 mm
Spessore dell'ala	tf= 16.00 mm
Raggio del raccordo	r= 21.00 mm
Massa volumica	= 107.80 Kg/m



Proprietà della sezione

Area	A= 13724 mm ²	
Momento di inerzia	Iy=1176.8x10 ⁶ mm ⁴	Iz=21.397x10 ⁶ mm ⁴
Modulo di resistenza	Wy=3138.1x10 ³ mm ³	Wz=213.97x10 ³ mm ³
Plastico modulo di resistenza	Wpy=3663.4x10 ³ mm ³	Wpz=338.68x10 ³ mm ³
Raggio di inerzia	iy= 292.8 mm	iz= 39.5 mm
Area di taglio	Avz= 7487 mm ²	Avy= 6400 mm ²
Costante di torsione	It= 0.790x10 ⁶ mm ⁴	ip= 295 mm
Costante di ingobbamento	Iw=2873.4x10 ⁹ mm ⁶	
Saldatura	a= 21.0x10 ⁹ mm	



7. Analisi agli elementi finiti

(EN1993-1-1, §5.1)

Per l'analisi è usato il programma agli elementi finiti bidimensionale FRAME2Dexpres© RUNET
 Si presuppone che le basi dei pilastri siano fissate.
 La connessione del puntone con il pilastro si presume sia completamente rigida.
 Si considera l'aumento di rigidezza del tratto rastremato.
 Le imperfezioni globali o locali sono considerate come carichi equivalenti.

Per il progetto dei carichi statici è usata l'analisi lineare-elastica.
 Il progetto sismico è basato sul metodo delle forze laterali e sull'analisi dinamica
 tramite il metodo della sovrapposizione modale dell'analisi spettrale

7.1. Dati usati per l'analisi elastica**Punti nodali**

Node	x [mm]	y [mm]
1	0	0
2	0	5000
3	12000	7000
4	24000	5000
5	24000	0

Supporti

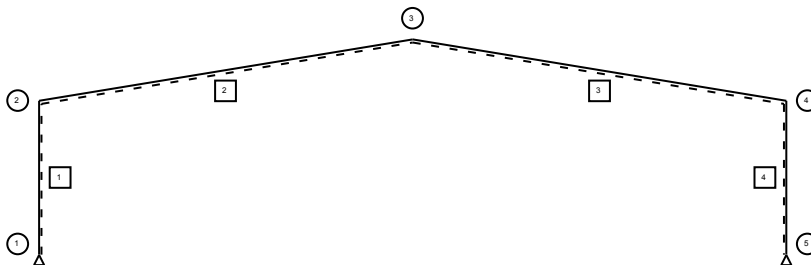
Node	tipo	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	cerniera	ux=uy=0		
5	cerniera	ux=uy=0		

Elementi

Elem.	nodo 1	nodo 2	lunghez (mm)	angolo (°)	E (GPa)	A (mm ²)	I (mm ⁴)
1	1	2	5000	90.00	210	15600	920800×10 ³
2	2	3	12166	9.46	210	11550	482000×10 ³
3	3	4	12166	350.54	210	11550	482000×10 ³
4	4	5	5000	270.00	210	15600	920800×10 ³

Modello a elementi finiti (FEM)

Analisi lineare elastica



8. Risultati dell'analisi statica-lineare-elastica**8.1. Spostamenti [mm]**

C.C.	Dev. orizz. pilastro Dx mm	Dev. vert. sommità Dy mm	Dev. flessione puntone w mm	
101	SLU-EQU	7.890	49.477	3.969
102	SLU-EQU	9.370	58.758	4.714
103	SLU-EQU	11.321	48.643	4.714
104	SLU-EQU	11.321	48.643	4.714
105	SLU-EQU	6.204	11.521	0.864
106	SLU-EQU	6.765	9.337	1.875
111	SLU-EQU	6.734	14.848	1.131
121	SLU-EQU	9.043	40.867	3.437
122	SLU-EQU	11.679	53.382	4.958
123	SLU-EQU	10.995	30.752	3.437
124	SLU-EQU	13.630	43.267	4.958
125	SLU-EQU	5.849	30.752	3.315
126	SLU-EQU	7.224	43.267	3.804
127	SLU-EQU	5.599	8.709	0.963
128	SLU-EQU	6.575	3.652	0.963
129	SLU-EQU	3.010	3.652	0.759
130	SLU-EQU	9.991	29.568	3.498
131	SLU-EQU	10.967	24.510	3.498
132	SLU-EQU	7.402	24.510	2.686
201	SLU-STR	8.421	52.804	4.236
202	SLU-STR	9.901	62.085	4.980
203	SLU-STR	11.852	51.970	4.980
204	SLU-STR	11.852	51.970	4.980
205	SLU-STR	5.673	8.194	0.597
206	SLU-STR	7.295	12.664	2.142
210	SLU-STR	6.469	13.185	0.997
211	SLU-STR	9.574	44.194	3.704
212	SLU-STR	12.209	56.709	5.225
213	SLU-STR	11.525	34.079	3.704
214	SLU-STR	14.160	46.594	5.225
215	SLU-STR	6.379	34.079	3.581
216	SLU-STR	7.754	46.594	4.070
217	SLU-STR	6.130	12.036	1.230
218	SLU-STR	7.105	6.979	1.230
219	SLU-STR	3.541	6.978	1.026
220	SLU-STR	10.522	32.894	3.765
221	SLU-STR	11.497	27.837	3.765
222	SLU-STR	7.933	27.837	2.953
231	SLU-STR	6.347	23.964	2.081
232	SLU-STR	8.983	36.478	3.602
233	SLU-STR	7.323	18.906	2.081
234	SLU-STR	9.958	31.421	3.602
235	SLU-STR	3.759	18.906	1.958
236	SLU-STR	6.394	31.421	2.790
251	SLU-STR	9.043	40.867	3.437
252	SLU-STR	11.679	53.382	4.958
253	SLU-STR	10.995	30.752	3.437
254	SLU-STR	13.630	43.267	4.958
255	SLU-STR	5.849	30.752	3.315
256	SLU-STR	7.224	43.267	3.804
257	SLU-STR	5.599	8.709	0.963
258	SLU-STR	6.575	3.652	0.963
259	SLU-STR	3.010	3.652	0.759
260	SLU-STR	9.991	29.568	3.498
261	SLU-STR	10.967	24.510	3.498
262	SLU-STR	7.402	24.510	2.686
301	SLE	5.967	37.421	3.002
302	SLE	6.954	43.608	3.498
303	SLE	8.255	36.865	3.498
304	SLE	8.255	36.864	3.498
305	SLE	3.429	3.245	0.220
306	SLE	5.217	10.660	1.606
311	SLE	6.736	31.681	2.647
312	SLE	8.493	40.024	3.661
313	SLE	8.037	24.937	2.647
314	SLE	9.794	33.280	3.661
315	SLE	4.606	24.937	2.566
316	SLE	5.523	33.280	2.891
317	SLE	4.440	10.242	0.998
318	SLE	5.090	6.870	0.998
319	SLE	2.714	6.870	0.862
320	SLE	7.368	24.147	2.688
321	SLE	8.018	20.776	2.688
322	SLE	5.642	20.776	2.147
331	SLE	4.694	24.157	1.991
332	SLE	5.573	28.329	2.498
333	SLE	5.345	20.786	1.991
334	SLE	6.223	24.957	2.498
335	SLE	3.629	20.786	1.950
336	SLE	4.088	24.957	2.113
337	SLE	2.580	12.658	1.050
338	SLE	2.580	12.658	1.050
339	SLE	2.580	12.658	1.050
340	SLE	3.165	15.439	1.388
341	SLE	3.165	15.439	1.388
342	SLE	3.165	15.439	1.388
351	SLE	2.543	10.670	0.909
352	SLE	3.422	14.842	1.416
353	SLE	2.543	10.670	0.909
354	SLE	3.422	14.842	1.416
355	SLE	2.543	10.670	0.909
356	SLE	3.422	14.842	1.416

8.2. Reazioni agli appoggi**Forza orizzontale Hed [kN], Forza verticale Ved [kN], Momento Med [kNm]**

C.C.	Appoggio sinistro 1			Appoggio destro 2			
	Hed,1 kN	Ved,1 kN	Med,1 kNm	Hed,2 kN	Ved,2 kN	Med,2 kNm	
101	SLU-EQU	59.2	93.5	0.0	-59.2	93.5	0.0
102	SLU-EQU	70.3	109.8	0.0	-70.3	109.8	0.0
103	SLU-EQU	58.2	100.9	0.0	-58.2	83.1	0.0
104	SLU-EQU	58.2	83.1	0.0	-58.2	100.9	0.0
105	SLU-EQU	-31.0	-9.2	0.0	3.3	-8.3	0.0
106	SLU-EQU	-2.9	37.2	0.0	-18.6	16.6	0.0
111	SLU-EQU	-35.0	-16.2	0.0	7.3	-15.4	0.0
121	SLU-EQU	38.6	81.0	0.0	-55.2	81.5	0.0
122	SLU-EQU	55.4	108.8	0.0	-68.3	96.5	0.0
123	SLU-EQU	26.5	72.1	0.0	-43.1	54.9	0.0
124	SLU-EQU	43.3	99.9	0.0	-56.2	69.9	0.0
125	SLU-EQU	26.5	54.4	0.0	-43.1	72.6	0.0
126	SLU-EQU	43.3	82.2	0.0	-56.2	87.6	0.0
127	SLU-EQU	-6.8	26.3	0.0	-20.9	27.2	0.0
128	SLU-EQU	-12.8	21.9	0.0	-14.8	13.9	0.0
129	SLU-EQU	-12.8	13.0	0.0	-14.8	22.7	0.0
130	SLU-EQU	21.3	72.7	0.0	-42.8	52.2	0.0
131	SLU-EQU	15.2	68.2	0.0	-36.7	38.8	0.0
132	SLU-EQU	15.2	59.4	0.0	-36.7	47.7	0.0
201	SLU-STR	63.2	100.5	0.0	-63.2	100.5	0.0
202	SLU-STR	74.3	116.8	0.0	-74.3	116.8	0.0
203	SLU-STR	62.2	107.9	0.0	-62.2	90.2	0.0
204	SLU-STR	62.2	90.2	0.0	-62.2	107.9	0.0
205	SLU-STR	-27.0	-2.1	0.0	-0.6	-1.3	0.0
206	SLU-STR	1.0	44.2	0.0	-22.6	23.7	0.0
210	SLU-STR	-33.0	-12.7	0.0	5.3	-11.9	0.0
211	SLU-STR	42.6	88.1	0.0	-59.1	88.6	0.0
212	SLU-STR	59.4	115.9	0.0	-72.3	103.6	0.0
213	SLU-STR	30.5	79.2	0.0	-47.0	61.9	0.0
214	SLU-STR	47.3	107.0	0.0	-60.2	76.9	0.0
215	SLU-STR	30.5	61.4	0.0	-47.0	79.7	0.0
216	SLU-STR	47.3	89.2	0.0	-60.2	94.7	0.0
217	SLU-STR	-2.8	33.4	0.0	-24.8	34.2	0.0
218	SLU-STR	-8.8	28.9	0.0	-18.8	20.9	0.0
219	SLU-STR	-8.8	20.1	0.0	-18.8	29.8	0.0
220	SLU-STR	25.3	79.7	0.0	-46.8	59.2	0.0
221	SLU-STR	19.2	75.3	0.0	-40.7	45.9	0.0
222	SLU-STR	19.2	66.4	0.0	-40.7	54.8	0.0
231	SLU-STR	18.4	52.5	0.0	-34.9	53.0	0.0
232	SLU-STR	35.2	80.3	0.0	-48.1	68.0	0.0
233	SLU-STR	12.3	48.1	0.0	-28.9	39.7	0.0
234	SLU-STR	29.1	75.9	0.0	-42.0	54.7	0.0
235	SLU-STR	12.3	39.2	0.0	-28.9	48.6	0.0
236	SLU-STR	29.1	67.0	0.0	-42.0	63.6	0.0
251	SLU-STR	38.6	81.0	0.0	-55.2	81.5	0.0
252	SLU-STR	55.4	108.8	0.0	-68.3	96.5	0.0
253	SLU-STR	26.5	72.1	0.0	-43.1	54.9	0.0
254	SLU-STR	43.3	99.9	0.0	-56.2	69.9	0.0
255	SLU-STR	26.5	54.4	0.0	-43.1	72.6	0.0
256	SLU-STR	43.3	82.2	0.0	-56.2	87.6	0.0
257	SLU-STR	-6.8	26.3	0.0	-20.9	27.2	0.0
258	SLU-STR	-12.8	21.9	0.0	-14.8	13.9	0.0
259	SLU-STR	-12.8	13.0	0.0	-14.8	22.7	0.0
260	SLU-STR	21.3	72.7	0.0	-42.8	52.2	0.0
261	SLU-STR	15.2	68.2	0.0	-36.7	38.8	0.0
262	SLU-STR	15.2	59.4	0.0	-36.7	47.7	0.0
301	SLE	44.8	71.7	0.0	-44.8	71.7	0.0
302	SLE	52.2	82.6	0.0	-52.2	82.6	0.0
303	SLE	44.1	76.6	0.0	-44.1	64.8	0.0
304	SLE	44.1	64.8	0.0	-44.1	76.6	0.0
305	SLE	-15.3	3.3	0.0	-3.1	3.8	0.0
306	SLE	3.4	34.2	0.0	-17.7	20.5	0.0
311	SLE	31.0	63.4	0.0	-42.1	63.7	0.0
312	SLE	42.2	81.9	0.0	-50.9	73.7	0.0
313	SLE	23.0	57.5	0.0	-34.0	46.0	0.0
314	SLE	34.2	76.0	0.0	-42.8	56.0	0.0
315	SLE	23.0	45.6	0.0	-34.0	57.8	0.0
316	SLE	34.2	64.2	0.0	-42.8	67.8	0.0
317	SLE	0.8	26.9	0.0	-19.2	27.5	0.0
318	SLE	-3.2	24.0	0.0	-15.2	18.6	0.0
319	SLE	-3.2	18.1	0.0	-15.2	24.5	0.0
320	SLE	19.5	57.8	0.0	-33.8	44.2	0.0
321	SLE	15.5	54.9	0.0	-29.8	35.3	0.0
322	SLE	15.5	49.0	0.0	-29.8	41.2	0.0
331	SLE	25.5	49.3	0.0	-31.0	49.5	0.0
332	SLE	31.1	58.6	0.0	-35.4	54.5	0.0
333	SLE	21.4	46.3	0.0	-27.0	40.6	0.0
334	SLE	27.0	55.6	0.0	-31.3	45.6	0.0
335	SLE	21.4	40.4	0.0	-27.0	46.5	0.0
336	SLE	27.0	49.7	0.0	-31.3	51.5	0.0
337	SLE	12.9	28.8	0.0	-16.5	28.9	0.0
338	SLE	12.9	28.8	0.0	-16.5	28.9	0.0
339	SLE	12.9	28.8	0.0	-16.5	28.9	0.0
340	SLE	16.6	35.0	0.0	-19.5	32.3	0.0
341	SLE	16.6	35.0	0.0	-19.5	32.3	0.0
342	SLE	16.6	35.0	0.0	-19.5	32.3	0.0
351	SLE	9.3	25.6	0.0	-14.9	25.8	0.0
352	SLE	14.9	34.9	0.0	-19.2	30.8	0.0
353	SLE	9.3	25.6	0.0	-14.9	25.8	0.0
354	SLE	14.9	34.9	0.0	-19.2	30.8	0.0
355	SLE	9.3	25.6	0.0	-14.9	25.8	0.0
356	SLE	14.9	34.9	0.0	-19.2	30.8	0.0

8.3. Forze assiali Ned [kN]

C.C.	Pilastro sinistro Ned,1	Puntone sinistro 2 Ned,2	Puntone destro 3 Ned,3	Pilastro destro 4 Ned,4
101	SLU-EQU	-90.2	-65.5	-90.2
102	SLU-EQU	-106.5	-77.8	-106.5
103	SLU-EQU	-97.6	-64.4	-79.8
104	SLU-EQU	-79.8	-64.4	-97.6
105	SLU-EQU	12.5	0.4	11.6
106	SLU-EQU	-33.9	-26.0	-13.3
111	SLU-EQU	18.9	4.8	18.1
121	SLU-EQU	-77.7	-63.1	-78.2
122	SLU-EQU	-105.5	-78.9	-93.2
123	SLU-EQU	-68.8	-49.7	-51.6
124	SLU-EQU	-96.6	-65.5	-66.6
125	SLU-EQU	-51.1	-49.7	-69.3
126	SLU-EQU	-78.9	-65.5	-84.3
127	SLU-EQU	-23.0	-26.4	-23.9
128	SLU-EQU	-18.6	-19.7	-10.6
129	SLU-EQU	-9.7	-19.7	-19.4
130	SLU-EQU	-69.4	-52.8	-48.9
131	SLU-EQU	-64.9	-46.1	-35.5
132	SLU-EQU	-56.1	-46.1	-44.4
201	SLU-STR	-96.6	-69.9	-96.6
202	SLU-STR	-112.9	-82.2	-112.9
203	SLU-STR	-104.0	-68.8	-86.3
204	SLU-STR	-86.3	-68.8	-104.0
205	SLU-STR	6.0	-4.0	5.2
206	SLU-STR	-40.3	-30.4	-19.8
210	SLU-STR	15.7	2.6	14.9
211	SLU-STR	-84.2	-67.5	-84.7
212	SLU-STR	-112.0	-83.3	-99.7
213	SLU-STR	-75.3	-54.1	-58.0
214	SLU-STR	-103.1	-69.9	-73.0
215	SLU-STR	-57.5	-54.1	-75.8
216	SLU-STR	-85.3	-69.9	-90.8
217	SLU-STR	-29.5	-30.8	-30.3
218	SLU-STR	-25.0	-24.1	-17.0
219	SLU-STR	-16.2	-24.1	-25.9
220	SLU-STR	-75.8	-57.2	-55.3
221	SLU-STR	-71.4	-50.5	-42.0
222	SLU-STR	-62.5	-50.5	-50.9
231	SLU-STR	-48.6	-40.7	-49.1
232	SLU-STR	-76.4	-56.5	-64.1
233	SLU-STR	-44.2	-34.0	-35.8
234	SLU-STR	-72.0	-49.8	-50.8
235	SLU-STR	-35.3	-34.0	-44.7
236	SLU-STR	-63.1	-49.8	-59.7
251	SLU-STR	-77.7	-63.1	-78.2
252	SLU-STR	-105.5	-78.9	-93.2
253	SLU-STR	-68.8	-49.7	-51.6
254	SLU-STR	-96.6	-65.5	-66.6
255	SLU-STR	-51.1	-49.7	-69.3
256	SLU-STR	-78.9	-65.5	-84.3
257	SLU-STR	-23.0	-26.4	-23.9
258	SLU-STR	-18.6	-19.7	-10.6
259	SLU-STR	-9.7	-19.7	-19.4
260	SLU-STR	-69.4	-52.8	-48.9
261	SLU-STR	-64.9	-46.1	-35.5
262	SLU-STR	-56.1	-46.1	-44.4
301	SLE	-68.7	-49.6	-68.7
302	SLE	-79.6	-57.8	-79.6
303	SLE	-73.6	-48.8	-61.8
304	SLE	-61.8	-48.8	-73.6
305	SLE	-0.3	-5.6	-0.8
306	SLE	-31.2	-23.2	-17.5
311	SLE	-60.4	-47.9	-60.7
312	SLE	-78.9	-58.5	-70.7
313	SLE	-54.5	-39.0	-43.0
314	SLE	-73.0	-49.5	-53.0
315	SLE	-42.6	-39.0	-54.8
316	SLE	-61.2	-49.5	-64.8
317	SLE	-23.9	-23.5	-24.5
318	SLE	-21.0	-19.0	-15.6
319	SLE	-15.1	-19.0	-21.5
320	SLE	-54.8	-41.1	-41.2
321	SLE	-51.9	-36.6	-32.3
322	SLE	-46.0	-36.6	-38.2
331	SLE	-46.3	-35.0	-46.5
332	SLE	-55.6	-40.3	-51.5
333	SLE	-43.3	-30.5	-37.6
334	SLE	-52.6	-35.8	-42.6
335	SLE	-37.4	-30.5	-43.5
336	SLE	-46.7	-35.8	-48.5
337	SLE	-25.8	-18.7	-25.9
338	SLE	-25.8	-18.7	-25.9
339	SLE	-25.8	-18.7	-25.9
340	SLE	-32.0	-22.3	-29.3
341	SLE	-32.0	-22.3	-29.3
342	SLE	-32.0	-22.3	-29.3
351	SLE	-22.6	-17.1	-22.8
352	SLE	-31.9	-22.4	-27.8
353	SLE	-22.6	-17.1	-22.8
354	SLE	-31.9	-22.4	-27.8
355	SLE	-22.6	-17.1	-22.8
356	SLE	-31.9	-22.4	-27.8

8.5. Momenti a flessione Med [kNm]

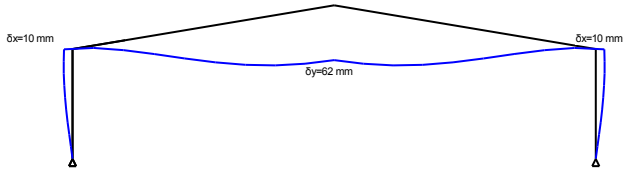
C.C.	Pilastro sinistro 1			Pilastro destro 4			
	MedA,1	MedM,1	MedB,1	MedA,4	MedM,4	MedB,4	
101	SLU-EQU	0.0	-148.0	-296.0	-296.0	-148.0	0.0
102	SLU-EQU	0.0	-175.8	-351.5	-351.5	-175.8	0.0
103	SLU-EQU	0.0	-145.5	-291.0	-291.0	-145.5	0.0
104	SLU-EQU	0.0	-145.5	-291.0	-291.0	-145.5	0.0
105	SLU-EQU	0.0	42.0	84.0	47.1	23.6	0.0
106	SLU-EQU	0.0	0.8	-56.2	-62.6	-31.3	0.0
111	SLU-EQU	0.0	52.0	103.9	67.0	33.5	0.0
121	SLU-EQU	0.0	-117.7	-235.5	-257.6	-128.8	0.0
122	SLU-EQU	0.0	-159.8	-319.6	-323.4	-161.7	0.0
123	SLU-EQU	0.0	-87.5	-174.9	-197.1	-98.5	0.0
124	SLU-EQU	0.0	-129.5	-259.1	-262.9	-131.4	0.0
125	SLU-EQU	0.0	-87.5	-174.9	-197.1	-98.5	0.0
126	SLU-EQU	0.0	-129.5	-259.1	-262.9	-131.4	0.0
127	SLU-EQU	0.0	4.0	-37.0	-73.9	-37.0	0.0
128	SLU-EQU	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
129	SLU-EQU	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
130	SLU-EQU	0.0	-88.6	-177.2	-183.6	-91.8	0.0
131	SLU-EQU	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0
132	SLU-EQU	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0
201	SLU-STR	0.0	-158.0	-315.9	-315.9	-158.0	0.0
202	SLU-STR	0.0	-185.7	-371.4	-371.4	-185.7	0.0
203	SLU-STR	0.0	-155.5	-310.9	-310.9	-155.5	0.0
204	SLU-STR	0.0	-155.5	-310.9	-310.9	-155.5	0.0
205	SLU-STR	0.0	64.3	64.1	27.2	-0.1	0.0
206	SLU-STR	0.0	-38.1	-76.1	-82.5	-41.2	0.0
210	SLU-STR	0.0	47.0	94.0	57.1	28.5	0.0
211	SLU-STR	0.0	-127.7	-255.4	-277.5	-138.7	0.0
212	SLU-STR	0.0	-169.7	-339.5	-343.3	-171.7	0.0
213	SLU-STR	0.0	-97.4	-194.8	-217.0	-108.5	0.0
214	SLU-STR	0.0	-139.5	-279.0	-282.8	-141.4	0.0
215	SLU-STR	0.0	-97.4	-194.8	-217.0	-108.5	0.0
216	SLU-STR	0.0	-139.5	-279.0	-282.8	-141.4	0.0
217	SLU-STR	0.0	0.7	-56.9	-93.8	-46.9	0.0
218	SLU-STR	0.0	6.9	-26.7	-63.6	-31.8	0.0
219	SLU-STR	0.0	6.9	-26.7	-63.6	-31.8	0.0
220	SLU-STR	0.0	-98.6	-197.1	-203.5	-101.8	0.0
221	SLU-STR	0.0	-83.4	-166.9	-173.2	-86.6	0.0
222	SLU-STR	0.0	-83.4	-166.9	-173.2	-86.6	0.0
231	SLU-STR	0.0	-67.2	-134.3	-156.5	-78.2	0.0
232	SLU-STR	0.0	-109.2	-218.4	-222.3	-111.1	0.0
233	SLU-STR	0.0	-52.0	-104.1	-126.2	-63.1	0.0
234	SLU-STR	0.0	-94.1	-188.2	-192.0	-96.0	0.0
235	SLU-STR	0.0	-52.0	-104.1	-126.2	-63.1	0.0
236	SLU-STR	0.0	-94.1	-188.2	-192.0	-96.0	0.0
251	SLU-STR	0.0	-117.7	-235.5	-257.6	-128.8	0.0
252	SLU-STR	0.0	-159.8	-319.6	-323.4	-161.7	0.0
253	SLU-STR	0.0	-87.5	-174.9	-197.1	-98.5	0.0
254	SLU-STR	0.0	-129.5	-259.1	-262.9	-131.4	0.0
255	SLU-STR	0.0	-87.5	-174.9	-197.1	-98.5	0.0
256	SLU-STR	0.0	-129.5	-259.1	-262.9	-131.4	0.0
257	SLU-STR	0.0	4.0	-37.0	-73.9	-37.0	0.0
258	SLU-STR	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
259	SLU-STR	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
260	SLU-STR	0.0	-88.6	-177.2	-183.6	-91.8	0.0
261	SLU-STR	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0
262	SLU-STR	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0
301	SLE	0.0	-111.9	-223.9	-223.9	-111.9	0.0
302	SLE	0.0	-130.4	-260.9	-260.9	-130.4	0.0
303	SLE	0.0	-110.3	-220.5	-220.5	-110.3	0.0
304	SLE	0.0	-110.3	-220.5	-220.5	-110.3	0.0
305	SLE	0.0	31.1	29.5	4.9	-2.9	0.0
306	SLE	0.0	-32.0	-64.0	-68.2	-34.1	0.0
311	SLE	0.0	-91.8	-183.5	-198.3	-99.1	0.0
312	SLE	0.0	-119.8	-239.6	-242.1	-121.1	0.0
313	SLE	0.0	-71.6	-143.2	-157.9	-79.0	0.0
314	SLE	0.0	-99.6	-199.2	-201.8	-100.9	0.0
315	SLE	0.0	-71.6	-143.2	-157.9	-79.0	0.0
316	SLE	0.0	-99.6	-199.2	-201.8	-100.9	0.0
317	SLE	0.0	-25.6	-51.2	-75.8	-37.9	0.0
318	SLE	0.0	1.4	-31.1	-55.6	-27.8	0.0
319	SLE	0.0	1.4	-31.1	-55.6	-27.8	0.0
320	SLE	0.0	-72.3	-144.7	-148.9	-74.5	0.0
321	SLE	0.0	-62.3	-124.5	-128.8	-64.4	0.0
322	SLE	0.0	-62.3	-124.5	-128.8	-64.4	0.0
331	SLE	0.0	-70.8	-141.5	-148.9	-74.4	0.0
332	SLE	0.0	-84.8	-169.5	-170.8	-85.4	0.0
333	SLE	0.0	-60.7	-121.3	-128.7	-64.4	0.0
334	SLE	0.0	-74.7	-149.4	-150.6	-75.3	0.0
335	SLE	0.0	-60.7	-121.3	-128.7	-64.4	0.0
336	SLE	0.0	-74.7	-149.4	-150.6	-75.3	0.0
337	SLE	0.0	-36.9	-73.7	-78.6	-39.3	0.0
338	SLE	0.0	-36.9	-73.7	-78.6	-39.3	0.0
339	SLE	0.0	-36.9	-73.7	-78.6	-39.3	0.0
340	SLE	0.0	-46.2	-92.4	-93.2	-46.6	0.0
341	SLE	0.0	-46.2	-92.4	-93.2	-46.6	0.0
342	SLE	0.0	-46.2	-92.4	-93.2	-46.6	0.0
351	SLE	0.0	-30.4	-60.8	-68.2	-34.1	0.0
352	SLE	0.0	-44.4	-88.8	-90.1	-45.1	0.0
353	SLE	0.0	-30.4	-60.8	-68.2	-34.1	0.0
354	SLE	0.0	-44.4	-88.8	-90.1	-45.1	0.0
355	SLE	0.0	-30.4	-60.8	-68.2	-34.1	0.0
356	SLE	0.0	-44.4	-88.8	-90.1	-45.1	0.0

A: testata sx, B: testata dx

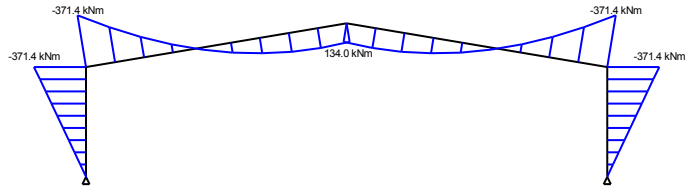
C.C.	Puntone sinistro 2				Puntone destro 3			
	MedA,2	MedC2	MedM,2	MedB,2	MedA,3	MedM,3	MedC3	MedB,3
101	SLU-EQU	-296.0	-134.0	113.5	106.8	106.8	-134.0	-296.0
102	SLU-EQU	-351.5	-159.2	134.8	126.8	126.8	-159.2	-351.5
103	SLU-EQU	-291.0	-114.9	125.0	105.0	105.0	-148.6	-291.0
104	SLU-EQU	-291.0	-148.6	105.0	105.0	125.0	-114.9	-291.0
105	SLU-EQU	84.0	48.1	27.7	-28.5	-28.5	-31.7	47.1
106	SLU-EQU	-56.2	-2.9	47.1	16.5	16.5	-23.0	-62.6
111	SLU-EQU	103.9	57.1	34.1	-35.7	-35.7	-39.2	67.0
121	SLU-EQU	-235.5	-100.6	95.3	86.0	86.0	90.8	-257.6
122	SLU-EQU	-319.6	-131.2	131.3	113.0	113.0	115.0	-158.2
123	SLU-EQU	-174.9	-56.3	89.1	64.2	64.2	-66.5	-110.4
124	SLU-EQU	-259.1	-86.9	125.9	91.2	91.2	-85.9	-262.9
125	SLU-EQU	-174.9	-90.1	-55.4	64.2	64.2	81.5	-76.6
126	SLU-EQU	-259.1	-120.6	95.6	91.2	91.2	101.8	-262.9
127	SLU-EQU	-37.0	-6.7	26.0	15.1	15.1	15.4	-40.6
128	SLU-EQU	-6.8	15.4	30.6	4.2	4.2	-19.7	-34.2
129	SLU-EQU	-6.8	-1.5	5.2	4.2	4.2	10.9	-18.4
130	SLU-EQU	-177.2	-57.7	87.0	60.1	60.1	-61.7	-102.8
131	SLU-EQU	-147.0	-35.5	86.9	49.2	49.2	-52.1	-97.5
132	SLU-EQU	-147.0	-52.4	66.6	49.2	49.2	49.3	-80.7
201	SLU-STR	-315.9	-143.0	121.1	113.9	113.9	-143.0	-315.9
202	SLU-STR	-371.4	-168.2	142.4	134.0	134.0	-168.2	-371.4
203	SLU-STR	-310.9	-123.9	132.5	112.1	112.1	-157.6	-310.9
204	SLU-STR	-310.9	-157.6	112.3	112.1	112.1	132.5	-310.9
205	SLU-STR	64.1	39.1	21.4	-21.4	-21.4	-24.2	27.2
206	SLU-STR	-76.1	-11.9	52.9	23.7	23.7	-29.4	-82.5
210	SLU-STR	94.0	52.6	30.9	-32.1	-32.1	-35.5	18.7
211	SLU-STR	-255.4	-109.6	102.9	93.2	93.2	98.4	-129.9
212	SLU-STR	-339.5	-140.2	138.9	120.2	120.2	122.5	-167.2
213	SLU-STR	-194.8	-65.3	96.2	71.3	71.3	-72.8	-217.0
214	SLU-STR	-279.0	-95.9	133.1	98.3	98.3	-92.2	-282.8
215	SLU-STR	-194.8	-99.1	71.4	71.3	71.3	88.9	-85.6
216	SLU-STR	-279.0	-129.6	103.2	98.3	98.3	109.3	-282.8
217	SLU-STR	-56.9	-15.7	32.8	22.3	22.3	22.9	-49.6
218	SLU-STR	-26.7	6.4	35.0	11.4	11.4	-26.1	-44.3
219	SLU-STR	-26.7	-10.5	12.7	11.4	11.4	18.0	-27.4
220	SLU-STR	-197.1	-66.7	94.0	67.3	67.3	-68.1	-203.5
221	SLU-STR	-166.9	-44.5	93.6	56.4	56.4	-58.4	-106.5
222	SLU-STR	-166.9	-61.4	73.9	56.4	56.4	56.6	-89.7
231	SLU-STR	-134.3	-54.8	56.8	49.5	49.5	52.1	-156.5
232	SLU-STR	-218.4	-85.4	93.3	76.5	76.5	76.9	-222.3
233	SLU-STR	-104.1	-32.7	54.2	38.6	38.6	-43.8	-69.8
234	SLU-STR	-188.2	-63.2	91.0	65.6	65.6	-63.2	-107.2
235	SLU-STR	-104.1	-49.5	39.5	38.6	38.6	46.9	-53.0
236	SLU-STR	-188.2	-80.1	74.3	65.6	65.6	68.8	-90.3
251	SLU-STR	-235.5	-100.6	95.3	86.0	86.0	90.8	-120.9
252	SLU-STR	-319.6	-131.2	131.3	113.0	113.0	115.0	-158.2
253	SLU-STR	-174.9	-56.3	89.1	64.2	64.2	-66.5	-110.4
254	SLU-STR	-259.1	-86.9	125.9	91.2	91.2	-85.9	-262.9
255	SLU-STR	-174.9	-90.1	-55.4	64.2	64.2	81.5	-76.6
256	SLU-STR	-259.1	-120.6	95.6	91.2	91.2	101.8	-262.9
257	SLU-STR	-37.0	-6.7	26.0	15.1	15.1	15.4	-40.6
258	SLU-STR	-6.8	15.4	30.6	4.2	4.2	-19.7	-34.2
259	SLU-STR	-6.8	-1.5	5.2	4.2	4.2	10.9	-18.4
260	SLU-STR	-177.2	-57.7	87.0	60.1	60.1	-61.7	-102.8
261	SLU-STR	-147.0	-35.5	86.9	49.2	49.2	-52.1	-97.5
262	SLU-STR	-147.0	-52.4	66.6	49.2	49.2	49.3	-80.7
301	SLE	-223.9	-101.4	85.8	80.7	80.7	85.8	-223.9
302	SLE	-260.9	-118.1	100.0	94.1	94.1	100.0	-260.9
303	SLE	-220.5	-88.6	93.3	79.5	79.5	79.8	-111.1
304	SLE	-220.5	-111.1	79.8	79.5	79.5	93.3	-88.6
305	SLE	29.5	20.0	10.0	-9.5	-9.5	-11.3	-2.5
306	SLE	-64.0	-13.9	39.5	20.6	20.6	-23.8	-44.0
311	SLE	-183.5	-79.1	73.7	66.9	66.9	70.7	-92.6
312	SLE	-239.6	-99.4	97.6	84.9	84.9	86.7	-117.5
313	SLE	-143.2	-49.6	69.0	52.3	52.3	-52.8	-85.6
314	SLE	-199.2	-69.9	93.5	70.3	70.3	-65.7	-110.5
315	SLE	-143.2	-72.1	52.5	52.3	52.3	64.2	-63.1
316	SLE	-199.2	-92.4	73.9	70.3	70.3	78.0	-88.0
317	SLE	-51.2	-16.5	26.5	19.7	19.7	20.3	-39.1
318	SLE	-31.1	-1.7	27.0	12.4	12.4	-21.6	-35.6
319	SLE	-31.1	-13.0	13.5	12.4	12.4	16.9	-24.3
320	SLE	-144.7	-50.5	67.5	49.7	49.7	-49.6	-80.5
321	SLE	-124.5	-35.7	66.9	42.4	42.4	-43.2	-77.0
322	SLE	-124.5	-47.0	54.1	42.4	42.4	42.6	-65.8
331	SLE	-141.5	-62.1	55.9	51.4	51.4	54.4	-68.8
332	SLE	-169.5	-72.2	67.7	60.4	60.4	62.3	-81.3
333	SLE	-121.3	-47.3	52.9	44.1	44.1	44.3	-65.3
334	SLE	-149.4	-57.5	65.1	53.1	53.1	53.1	-77.8
335	SLE	-121.3	-58.5	44.9	44.1	44.1	50.9	-54.1
336	SLE	-149.4	-68.7	56.0	53.1	53.1	58.0	-66.5
337	SLE	-73.7	-32.0	29.4	26.8	26.8	28.4	-36.5
338	SLE	-73.7	-32.0	29.4	26.8	26.8	28.4	-36.5
339	SLE	-73.7	-32.0	29.4	26.8	26.8	28.4	-36.5
340	SLE	-92.4	-38.8	37.3	32.8	32.8	33.7	-44.8
341	SLE	-92.4	-38.8	37.3	32.8	32.8	33.7	-44.8
342	SLE	-92.4	-38.8	37.3	32.8	32.8	33.7	-44.8
351	SLE	-60.8	-25.5	25.0	22.3	22.3	23.5	-32.3
352	SLE	-88.8	-35.7	37.1	31.3	31.3	31.6	-44.7
353	SLE	-60.8	-25.5	25.0	22.3	22.3	23.5	-32.3
354	SLE	-88.8	-35.7	37.1	31.3	31.3	31.6	-44.7
355	SLE	-60.8	-25.5	25.0	22.3	22.3	23.5	-32.3
356	SLE	-88.8	-35.7	37.1	31.3	31.3	31.6	-44.7

-A: testata sx, C: fine rastrematura, M: mezzeria, B: testata dx

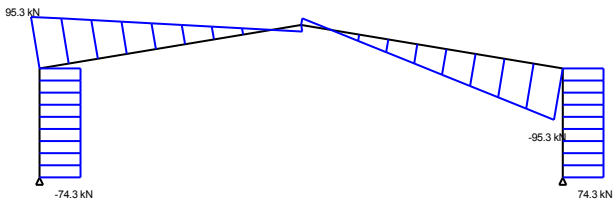
C.C. 202 Spostamenti mm



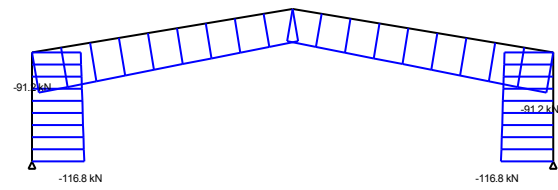
C.C. 202 Momenti flettenti kNm



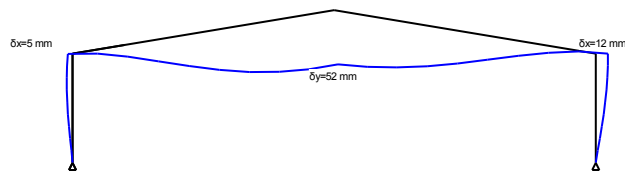
C.C. 202 Forze di taglio kN



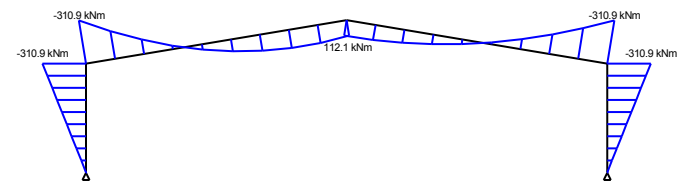
C.C. 202 Forze assiali kN



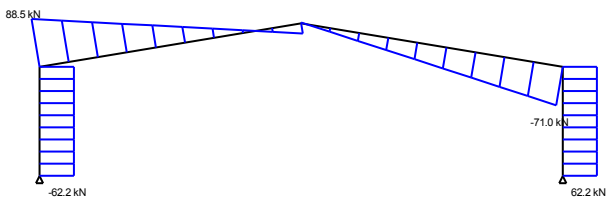
C.C. 203 Spostamenti mm



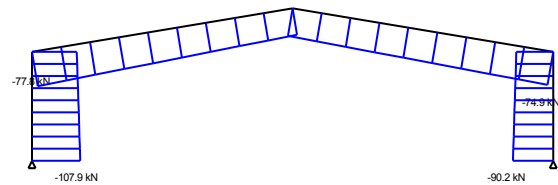
C.C. 203 Momenti flettenti kNm



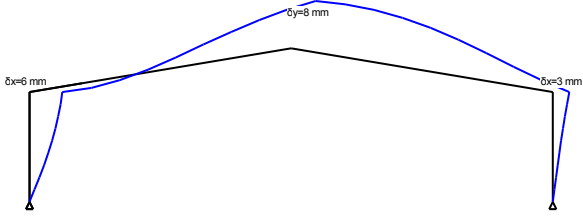
C.C. 203 Forze di taglio kN



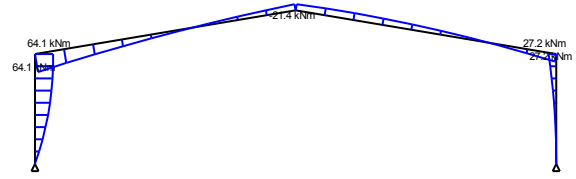
C.C. 203 Forze assiali kN



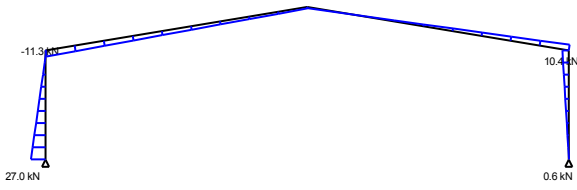
C.C. 205 Spostamenti mm



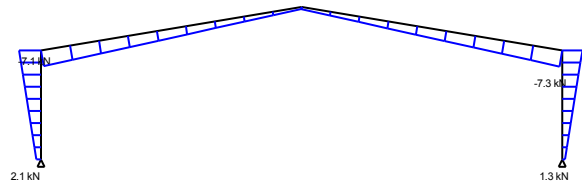
C.C. 205 Momenti flettenti kNm



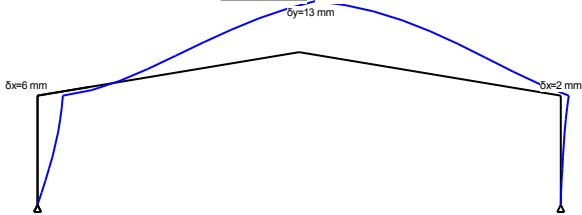
C.C. 205 Forze di taglio kN



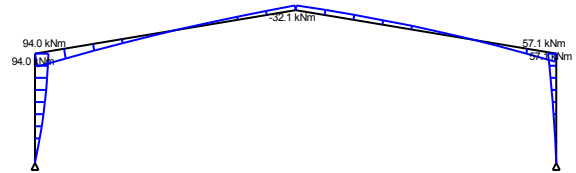
C.C. 205 Forze assiali kN



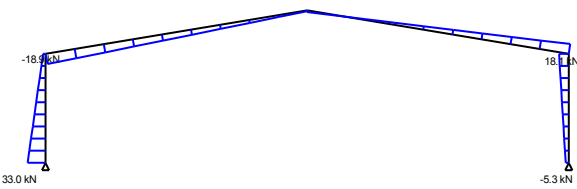
C.C. 210 Spostamenti mm



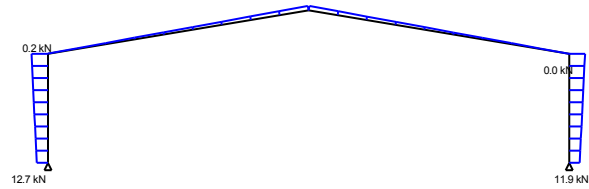
C.C. 210 Momenti flettenti kNm



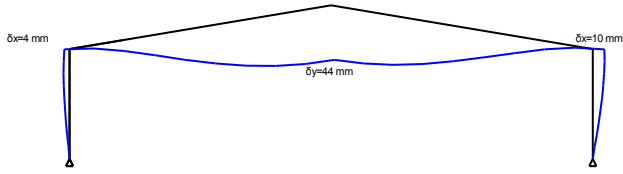
C.C. 210 Forze di taglio kN



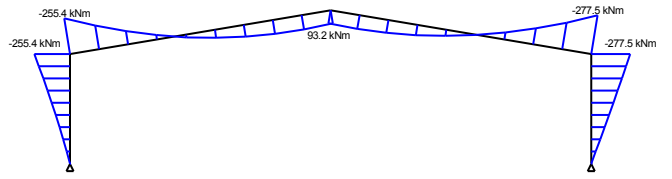
C.C. 210 Forze assiali kN



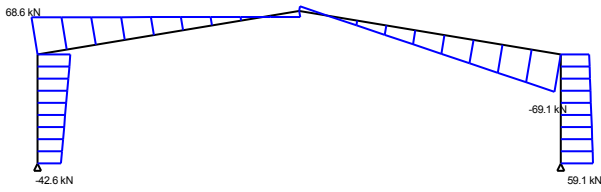
C.C. 211 Spostamenti mm



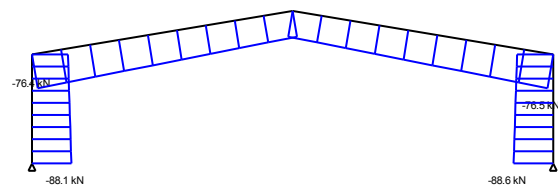
C.C. 211 Momenti flettenti kNm



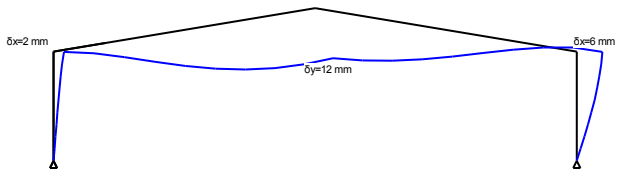
C.C. 211 Forze di taglio kN



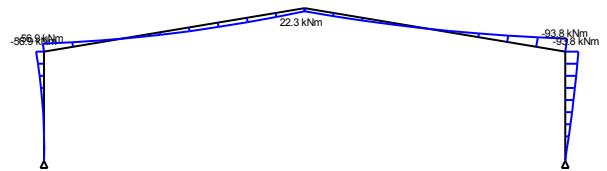
C.C. 211 Forze assiali kN



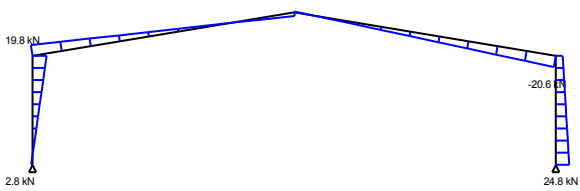
C.C. 217 Spostamenti mm



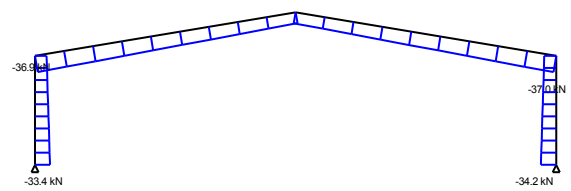
C.C. 217 Momenti flettenti kNm



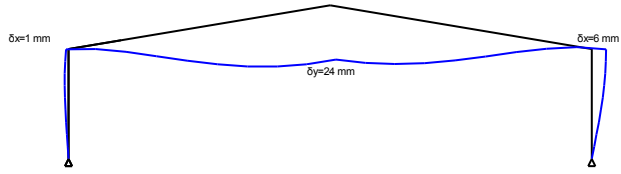
C.C. 217 Forze di taglio kN



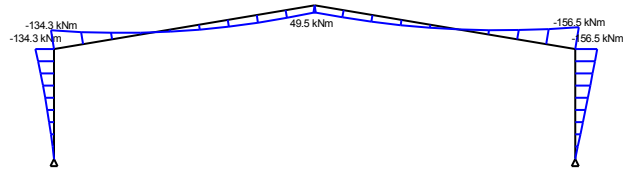
C.C. 217 Forze assiali kN



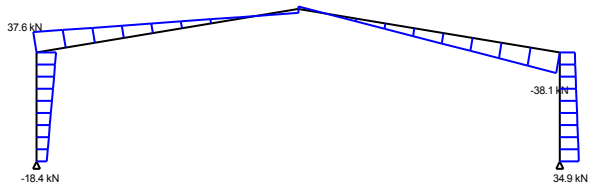
C.C. 231 Spostamenti mm



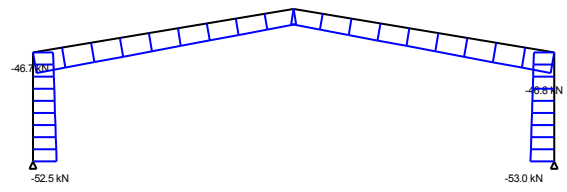
C.C. 231 Momenti flettenti kNm



C.C. 231 Forze di taglio kN



C.C. 231 Forze assiali kN



9. Risultati dell'analisi dinamica

9.1. Frequenze proprie e periodi propri della struttura

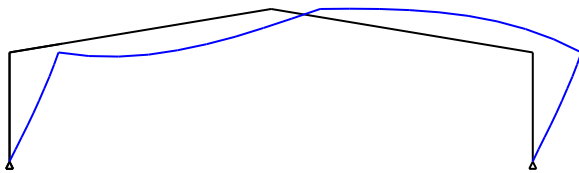
Massa dell'edificio, per carichi: C.C. 601: $G_k + 0.20Q_{s1}$

Carico verticale totale dell'edificio, per carichi: C.C. 601: $G_k + 0.20Q_{s1}$, $G=89.3$ kN

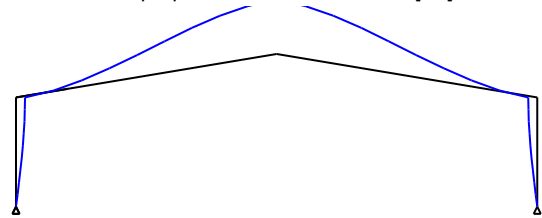
Massa dell'edificio: $m=89.339 \times 1000 / 9.81 = 9.11 \times 10^3$ kg

1	f=	2.616 Hz	T=	0.382 sec
2	f=	3.896 Hz	T=	0.257 sec
3	f=	10.732 Hz	T=	0.093 sec
4	f=	29.103 Hz	T=	0.034 sec
5	f=	42.721 Hz	T=	0.023 sec
6	f=	59.397 Hz	T=	0.017 sec
7	f=	112.457 Hz	T=	0.009 sec
8	f=	149.552 Hz	T=	0.007 sec
9	f=	153.281 Hz	T=	0.007 sec

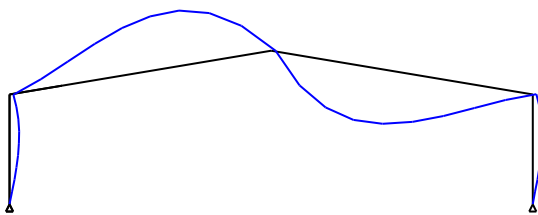
Modo proprio di vibrare :1, f=2.616[Hz], T=0.382



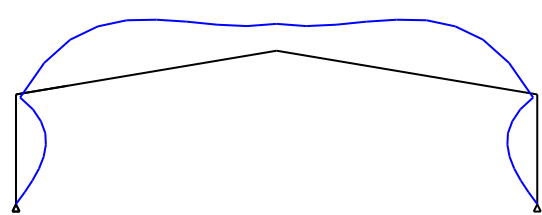
Modo proprio di vibrare :2, f=3.896[Hz], T=0.257



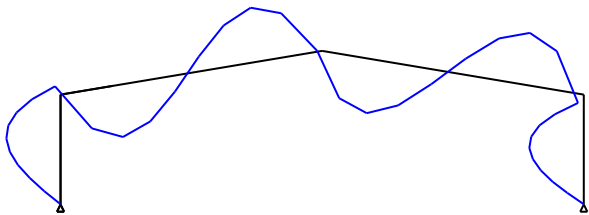
Modo proprio di vibrare :3, f=10.732[Hz], T=0.09



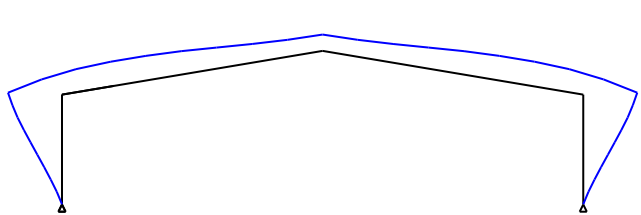
Modo proprio di vibrare :4, f=29.103[Hz], T=0.03



Modo proprio di vibrare :5, f=42.721[Hz], T=0.02



Modo proprio di vibrare :6, f=59.397[Hz], T=0.01



9.2. Carichi sismici, Metodo delle forze laterali

(DM2008, §4.3.3.2)

Determinazione della Forza di Taglio alla Base

(DM2008, §4.3.3.2.2)

Valore approssimato del periodo fondamentale di vibrazione T1 (DM2008 §4.3.3.2.2(3), Eq.4.6)
 $T1=0.085 \cdot H^{0.75}=0.085 \times 7.00^{0.75}=0.366$ sec

Valore del periodo fondamentale di vibrazione risultato dall'analisi dinamica T1=0.382 sec

Dallo spettro di progetto orizzontale con periodo di vibrazione T1=0.382sec otteniamo

$$S_d(T1) = 0.000 \cdot g = 0.000 \text{ m/s}^2$$

Dallo spettro di progetto verticale con periodo di vibrazione T1=0.382sec otteniamo

$$S_{ve}(T1) = 0.000 \cdot g = 0.000 \text{ m/s}^2$$

Carico verticale totale dell'edificio, per carichi: C.C. 601: Gk + 0.20Qs1, G=89.3 kN

Massa dell'edificio: $m=89.339 \times 1000 / 9.81 = 9.11 \times 10^3$ kg

Forza di taglio sismica alla base $F_b = S(T1) \cdot m \cdot \lambda$ (DM2008 §4.3.3.2.2, Eq.4.5)

$S(T1)=0.000 \text{ m/s}^2$, $m=9.11 \times 10^3$ kg, $\lambda=1.00$, $F_b=0.000 \times 9.11 \times 1.00=0.0$ kN

Fattore di amplificazione per effetti torsionali (DM2008 §4.3.3.2.3, Eq.4.12)

$$\delta = 1 + 0.60 \cdot x / Lc = 1 + 0.60 \times 21000 / 42000 = 1.30$$

Forza di taglio sismica alla base $F_b = 1.30 \times 0.0 = 0.0$ kN

Forza orizzontale sismica $F_b = 0.00$ kN è applicata a quota H=5.000m

Forza verticale sismica $F_v = 0.000 \times 9.11 = 0.0$ kN

Spostamenti e forze interne M,V,N dall'analisi lineare elastica**Spostamenti [mm]**

C.C.	Dev. oriz. pilastro Dx mm	Dev. vert. sommità Dy mm	Dev. flessione puntone w mm
602	3.513	22.029	1.767

Reazioni agli appoggi**Forza orizzontale Hed [kN], Forza verticale Ved [kN], Momento Med [kNm]**

C.C.	Appoggio sinistro 1			Appoggio destro 2		
	Hed,1 kN	Ved,1 kN	Med,1 kNm	Hed,2 kN	Ved,2 kN	Med,2 kNm
602	26.4	44.7	0.0	-26.4	44.7	0.0

Forze assiali Ned [kN]

C.C.	Pilastro sinistro	Puntone sinistro 2	Puntone destro 3	Pilastro destro 4
	Ned,1	Ned,2	Ned,3	Ned,4
602	-41.7	-29.2	-29.2	-41.7

Forze di taglio Ved [kN]

C.C.	Pilastro sinistro 1		Puntone sinistro 2			Puntone destro 3			Pilastro destro 4	
	VedA,1	VedB,1	VedA,2	VedC,2	VedB,2	VedA,3	VedC,3	VedB,3	VedA,4	VedB,4
602	-26.4	-26.4	33.8	0.0	-4.3	4.3	0.0	-33.8	26.4	26.4

A: testata sx, C: fine rastrematura, B: testata dx

Momenti a flessione Med [kNm]

C.C.	Pilastro sinistro 1			Pilastro destro 4		
	MedA,1	MedM,1	MedB,1	MedA,4	MedM,4	MedB,4
602	0.0	-65.9	-131.8	-131.8	-65.9	0.0

A: testata sx, B: testata dx

C.C.	Puntone sinistro 2				Puntone destro 3			
	MedA,2	MedC2	MedM,2	MedB,2	MedA,3	MedM,3	MedC3	MedB,3
602	-131.8			47.5	47.5			-131.8

A: testata sx, C: fine rastrematura, M: mezzeria, B: testata dx

Forze interne massime, Metodo delle forze laterali

(DM2008 §4.3.3.2.2)

Pilastrini

NedA =	-44.7kN
NedB =	-38.7kN
VedA =	26.4kN
VedB =	26.4kN
MedA =	0.0kNm
MedB =	131.8kNm
Nedmax =	-44.7kN
Vedmax =	26.4kN
Medmax =	131.8kNm

Freccia orizzontale in sommità pilastro dx=3.5 mm

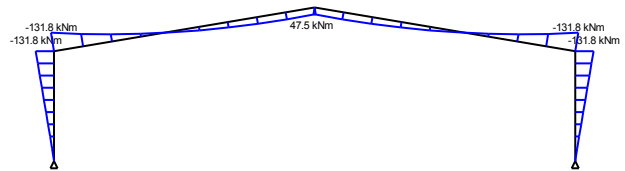
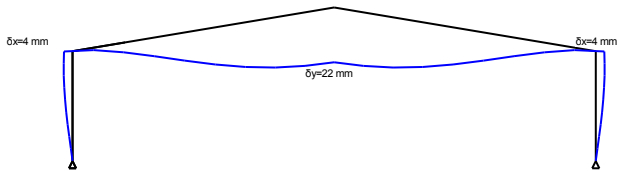
Puntoni
 NedA = -32.4 kN
 NedB = -26.0 kN
 VedA = 33.8 kN
 VedB = 4.3 kN
 MedA = 131.8 kNm
 MedB = 47.5 kNm
 Nedmax = -32.4 kN
 Vedmax = 33.8 kN
 Medmax = 131.8 kNm

Stima delle forze sismiche agli appoggi

max forza all'appoggio verso il basso $F_{v-} = -44.7 - 0.0/2 = -44.7$ kN
 max forza all'appoggio verso l'alto $F_{v+} = -44.7 + 0.0/2 = 0.0$ kN

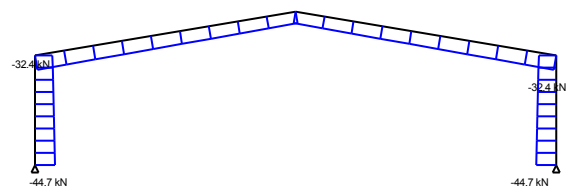
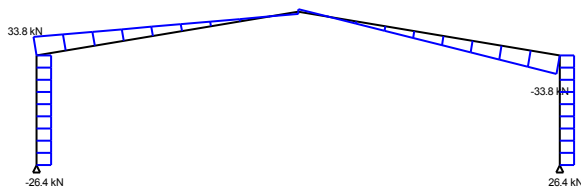
C.C. 602 Spostamenti mm

C.C. 602 Momenti flettenti kNm



C.C. 602 Forze di taglio kN

C.C. 602 Forze assiali kN



9.3. Carichi sismici, Analisi dello spettro di risposta modale

(DM2008, §4.3.3.3)

Masse modali efficaci della struttura

(DM2008, §4.3.3.3.1 (3))

Dall'analisi degli autovalori abbiamo i periodi propri e i valori propri della struttura
 Dallo spettro di risposta otteniamo i valori di accelerazione di spettro modale

	T sec	Sd(T)/g	Sd(T)m/s ²	Sve(T)/g	Sve(T)m/s ²
1	0.382	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.257	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.093	0.000	0.000	0.000	0.000
4	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.023	0.000	0.000	0.000	0.000

Sd(T): spettro elastico orizzontale, Sve(T): spettro elastico verticale

Masse modali $M_i = \Phi_i^T \cdot m \cdot \Phi_i$
 Sollecitazioni ricavate dall'analisi modale $L_i = \Phi_i^T \cdot m \cdot I_i$
 Masse modali efficaci $m_i = L_i^2 / M_i$
 Ampiezze modali $q_i = (L_i / M_i) \cdot S_d(T) \cdot T^2 / 4\pi^2$
 Vettori di spostamento modale $u_i = \delta \cdot q_i \cdot \Phi_i$
 Forze interne modali $E_i = K_e \cdot u_i$
 Forze interne massime $E_e = \sqrt{[\Sigma E_i^2]}$
 Fattore di amplificazione per effetti torsionali (DM2008 §4.3.3.2.3, Eq.4.12)
 $\delta = 1 + 0.60 \cdot x / L_c = 1 + 0.60 \times 21000 / 42000 = 1.30$

	T sec	Mi kg	Li kg	mi kg	qi m
1	0.382	1.000x10 ³	2.925x10 ³	2.925x10 ³ (0.32xMtot)	0.00000
2	0.257	1.000x10 ³	2.266x10 ³	2.266x10 ³ (0.25xMtot)	0.00000
3	0.093	1.000x10 ³	1.191x10 ³	1.191x10 ³ (0.13xMtot)	0.00000
4	0.034	1.000x10 ³	-1.436x10 ³	1.436x10 ³ (0.16xMtot)	0.00000
5	0.023	1.000x10 ³	1.987x10 ³	1.289x10 ³ (0.14xMtot)	0.00000
		Mtot= 9.107x10 ³ Kg		9.107x10 ³ (1.00xMtot)	

Vettori di spostamento modale

	u1	u2	u3	u4	u5
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²
	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²	0.000x10 ⁻¹²

Forze interne modali

	0.382s	0.257s	0.093s	0.034s	0.023s
Pilastrri					
NA kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NB kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
VA kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
VB kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MA kNm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MB kNm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Puntoni					
NA kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NB kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
VA kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
VB kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MA kNm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MB kNm	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Forze interne massime, Analisi dello spettro di risposta modale

(DM2008 §4.3.3.3.2 (2))

Pilaastro
 NedA = -44.7-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -44.7 kN
 NedB = -38.7-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -38.7 kN
 VedA = -26.4-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 26.4 kN
 VedB = -26.4-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 26.4 kN
 MedA = 0.0+√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 0.0 kNm
 MedB = -131.8-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -131.8 kNm
 Nedmax= -44.7 kN
 Vedmax= 26.4 kN
 Medmax= 131.8 kNm

Freccia orizzontale in sommità pilaastro dx=3.5 mm

Puntone
 Ned A= -32.4-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -32.4 kN
 Ned B= -26.0-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -26.0 kN
 Ved A= 33.8+√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 33.8 kN
 Ved B= -4.3-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 4.3 kN
 Med A= -131.8-√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = -131.8 kNm
 Med B= 47.5+√[0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺ 0.0²⁺] = 47.5 kNm
 Nedmax= -32.4 kN
 Vedmax= 33.8 kN
 Medmax= 131.8 kNm

9.4. Progetto per carico sismico

(DM2008, §6)

Massimi valori di progetto per frecce, forze interne e momentiPilastrini

NedA	=	-44.7kN
NedB	=	-38.7kN
VedA	=	26.4kN
VedB	=	26.4kN
MedA	=	0.0kNm
MedB	=	131.8kNm
Nedmax	=	-44.7kN
Vedmax	=	26.4kN
Medmax	=	131.8kNm

Freccia orizzontale in sommità pilastro dx=3.5 mm

Puntoni

NedA	=	-32.4kN
NedB	=	-26.0kN
VedA	=	33.8kN
VedB	=	4.3kN
MedA	=	131.8kNm
MedB	=	47.5kNm
Nedmax	=	-32.4kN
Vedmax	=	33.8kN
Medmax	=	131.8kNm, a inizio tratto rastremato Medmax = 105.4kNm

9.5. Effetti del secondo ordine

(DM2008 §4.4.2.2(2))

$$\theta = \text{Ptot} \cdot \text{dr} / (\text{Vtot} \cdot \text{h}) = 89.3 \times 3.5 / (0.0 \times 5000) = 0.000$$

$$\theta = 0.000 \leq 0.20, \quad 1 / (1 - \theta) = 1 / (1 - 0.000) = 1.000$$

Si tiene conto degli effetti del secondo ordine moltiplicando carichi sismici di un fattore $1 / (1 - \theta) = 1.000$

(DM2008 §4.4.2.2(3))

9.6. Forze massime e momenti flettenti per carico sismico

(DM2008 §6.6)

Pilastrini

$$\begin{aligned} \text{Ned} &= \text{Ned},g + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Ned},e \\ \text{Ved} &= \text{Ved},g + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Ved},e \\ \text{Med} &= \text{Med},g + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Med},e \end{aligned}$$

(DM2008 §6.6.3(1))

Puntoni

$$\begin{aligned} \text{Ned} &= \text{Ned},g + [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Ned},e \\ \text{Ved} &= \text{Ved},g + [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Ved},e \\ \text{Med} &= \text{Med},g + [1 / (1 - \theta)] \cdot \text{Med},e \end{aligned}$$

(DM2008 §6.6.2(2))

$$\gamma_{ov} = 1.25$$

(DM2008 §6.2(3))

$$\Omega = \text{Mpl},rd / \text{Med} = [10^{-6}] \times (2.194 \times 10^6 \times 355 / 1.00) / 105.4 = 7.388$$

(DM2008 §6.6.3(1))

Pilastrini

NedA	=	-44.7+1.10x1.25x7.388x1.000x(44.7-	44.7)	=	-44.7kN
NedB	=	-38.7+1.10x1.25x7.388x1.000x(38.7-	38.7)	=	-38.7kN
VedA	=	26.4+1.10x1.25x7.388x1.000x(26.4-	26.4)	=	26.4kN
VedB	=	26.4+1.10x1.25x7.388x1.000x(26.4-	26.4)	=	26.4kN
MedA	=	0.0+1.10x1.25x7.388x1.000x(0.0-	0.0)	=	0.0kNm
MedB	=	131.8+1.10x1.25x7.388x1.000x(131.8-	131.8)	=	131.8kNm
Nedmax	=					-44.7kN
Vedmax	=					26.4kN
Medmax	=					131.8kNm

(DM2008 §6.6.3(1))

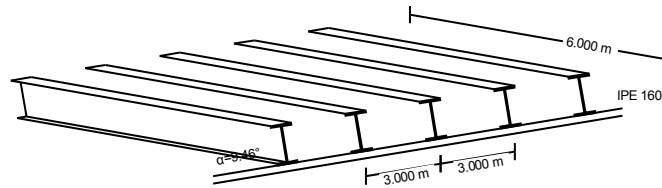
Puntoni

NedA	=	-32.4+1.000x(32.4-	32.4)	=	-32.4kN
NedB	=	-26.0+1.000x(26.0-	26.0)	=	-26.0kN
VedA	=	33.8+1.000x(33.8-	33.8)	=	33.8kN
VedB	=	4.3+1.000x(4.3-	4.3)	=	4.3kN
MedA	=	131.8+1.000x(131.8-	131.8)	=	131.8kNm
MedB	=	47.5+1.000x(47.5-	47.5)	=	47.5kNm
Nedmax	=					-32.4kN
Vedmax	=					33.8kN
Medmax	=					131.8kNm

(DM2008 §6.6.2(2))

10. Progetto degli arcarecci

Arcareccio lateralmente vincolato, IPE 160 S 355
Arcareccio continuo, L= 6.000 m, s= 3.000 m

**10.1. Materiali****Acciaio: S 355**

(EN1993-1-1, §3.2)

$t \leq 40$ mm, Resistenza allo snervamento $f_y = 355$ N/mm², Resistenza a rottura $f_u = 510$ N/mm²
 $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm, Resistenza allo snervamento $f_y = 335$ N/mm², Resistenza a rottura $f_u = 470$ N/mm²
 Modulo di elasticità $E = 210000$ N/mm², Coefficiente di Poisson $\nu = 0.30$, Unità di massa $\rho = 7850$ Kg/m³

Fattori parziali di sicurezza per le azioni

(EN1990, Annessi A1)

 $\gamma_{G, \text{sup}} = 1.30$, $\gamma_Q = 1.50$, $\gamma_{G, \text{inf}} = 1.00$, $\psi_0 = 0.70$ **Fattori parziali per i materiali**

(EN1993-1-1, §6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$, $\gamma_{M1} = 1.00$, $\gamma_{M2} = 1.25$ **10.2. Caricamento**

(EN1991-1-1)

Carichi sul tetto

Pendenza tetto	$\alpha = 9.46^\circ$	
Peso proprio del manto di copertura	$g_{k1} = 0.200$ kN/m ²	(EN1991-1-1 §5)
Carico (categoria H)	$q_k = 0.500$ kN/m ²	(EN1991-1-1 §6.3.4.2)
Carico neve	$s_k = 0.640$ kN/m ²	(DM2008 §5.3)
Pressione del vento	$w_k = 0.000$ kN/m ²	(DM2008 §7.2)
Sollevamento del vento	$w_k = -0.460$ kN/m ²	

Carico sull'arcareccio

Passo arcarecci	$s = 3.000$ m
Peso proprio del manto di copertura	$G_{k1} = 3.000 \times 0.200 = 0.60$ kN/m
Peso dell'arcareccio	$G_{k2} = 0.15$ kN/m
Carico permanente	$G_k = G_{k1} + G_{k2} = 0.60 + 0.15 = 0.75$ kN/m
Carico (categoria H)	$Q_{kk} = 3.000 \times 0.500 = 1.50$ kN/m
Carico neve	$Q_{sk} = 3.000 \times 0.640 = 1.92$ kN/m
Sollevamento del vento	$Q_{wk} = -3.000 \times 0.460 = -1.38$ kN/m

Carico sull'asse(z) principale dell'arcareccio e in direzione trasversale(y)

Carico permanente	$G_{k,z} = 0.75 \times \cos(9.46) = 0.74$ kN/m,	$G_{k,y} = 0.75 \times \sin(9.46) = 0.12$ kN/m
Carico (categoria H)	$Q_{kk,z} = 1.50 \times \cos(9.46) = 1.48$ kN/m,	$Q_{kk,y} = 1.50 \times \sin(9.46) = 0.25$ kN/m
Carico neve	$Q_{sk,z} = 1.92 \times \cos(9.46) = 1.89$ kN/m,	$Q_{sk,y} = 1.92 \times \sin(9.46) = 0.32$ kN/m
Pressione del vento	$Q_{wk,z} = 0.00$ kN/m,	$Q_{wk,y} = 0.00$ kN/m
Sollevamento del vento	$Q_{wk,z} = -1.38$ kN/m,	$Q_{wk,y} = 0.00$ kN/m

10.3. Valori di progetto dei Carichi, Combinazioni di carico

<u>Stato limite ultimo, Combinazioni di carico</u>		(EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)
Assestamento verticale centrale	$\gamma_G, \text{sup} \cdot G_k, z + \gamma_Q \cdot Q_k, z + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{wk}, z =$	$1.30 \times 0.74 + 1.50 \times 1.89 + 1.50 \times 0.60 \times 0.00 =$
Assestamento verticale laterale	$\gamma_G, \text{inf} \cdot G_k, z - \gamma_Q \cdot Q_{wk}, z =$	$1.00 \times 0.74 - 1.50 \times 1.38 =$
Trasversale	$\gamma_G, \text{sup} \cdot G_k, y + \gamma_Q \cdot Q_k, y =$	$1.30 \times 0.12 + 1.50 \times 0.32 =$

<u>Stato limite di esercizio (SLE), Combinazioni di carico</u>		(EN1990 §6.5.3, T.A1.4)
Assestamento verticale centrale	$G_k, z + Q_k, z + \psi_0 \cdot Q_{wk}, z =$	$0.74 + 1.89 + 0.60 \times 0.00 = 2.63 \text{ kN/m}$
Assestamento verticale laterale	$G_k, z + Q_{wk}, z =$	$0.74 - 1.38 = -0.64 \text{ kN/m}$

10.4. Carichi di ProgettoCarichi di Progetto, Stato limite ultimo

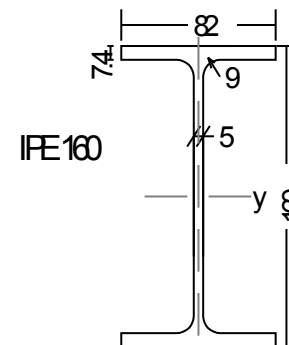
Assestamento verticale centrale	$M_{yed, o} = 0.078 \times 3.80 \times 6.000^2 = 10.68 \text{ kNm}$, $M_{yed, s} = -0.105 \times 3.80 \times 6.000^2 =$ $V_{zed} = 0.605 \times 3.80 \times 6.000 = 13.80 \text{ kN}$
Assestamento verticale laterale	$M_{yed, o} = -0.078 \times 1.33 \times 6.000^2 = -3.74 \text{ kNm}$, $M_{yed, s} = 0.105 \times 1.33 \times 6.000^2 =$ $V_{zed} = 0.605 \times 1.33 \times 6.000 = 4.83 \text{ kN}$
Trasversale	Lateralmente vincolato

Carichi di Progetto, Stato limite di esercizio (SLE)

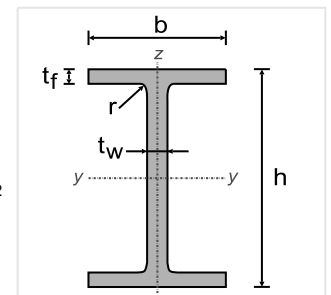
Assestamento verticale centrale	$M_{yed, o} = 0.078 \times 2.63 \times 6.000^2 = 7.40 \text{ kNm}$, $M_{yed, s} = -0.105 \times 2.63 \times 6.000^2 =$
Assestamento verticale laterale	$M_{yed, o} = -0.078 \times 0.64 \times 6.000^2 = -1.80 \text{ kNm}$, $M_{yed, s} = 0.105 \times 0.64 \times 6.000^2 =$

10.5. Proprietà della sezione, Arcarecci**Sezione IPE 160-S 355****Quote della sezione**

Altezza della sezione	h=	160.00 mm
Larghezza della sezione	b=	82.00 mm
Altezza dell'anima	hw=	152.60 mm
Altezza tratto rettilineo anima	dw=	127.20 mm
Spessore dell'anima	tw=	5.00 mm
Spessore dell'ala	tf=	7.40 mm
Raggio del raccordo	r=	9.00 mm
Massa volumica	=	15.80 Kg/m

**Proprietà della sezione**

Area	A=	2009 mm ²	
Momento di inerzia	I _y =	8.693x10 ⁶ mm ⁴	I _z = 0.683x10 ⁶ mm ⁴
Modulo di resistenza	W _y =	108.70x10 ³ mm ³	W _z =16.660x10 ³ mm ³
Plastico modulo di resistenza	W _{py} =	123.90x10 ³ mm ³	W _{pz} =26.100x10 ³ mm ³
Raggio di inerzia	i _y =	65.8 mm	i _z = 18.4 mm
Area di taglio	Av _z =	966 mm ²	Av _y = 1214 mm ²
Costante di torsione	I _t =	0.036x10 ⁶ mm ⁴	i _p = 68 mm
Costante di ingobbamento	I _w =	3.959x10 ⁹ mm ⁶	



(EN1993-1-1, §7)

10.6. Stato limite di esercizio (SLE), ArcarecciFreccia dell'arcareccio, Assestamento verticale centrale

$$\text{Caricamento } G+Q: w = 2.63 \times 6000^4 / (153.6 \times 2.1 \times 10^5 \times 8.693 \times 10^6) = 12.17 \text{ mm} = L/493 < L/200$$

$$\text{Caricamento } Q: w = 1.89 \times 6000^4 / (153.6 \times 2.1 \times 10^5 \times 8.693 \times 10^6) = 8.75 \text{ mm} = L/686 < L/250$$

Freccia dell'arcareccio, Assestamento verticale laterale

$$\text{Caricamento } G+Q: w = -0.64 \times 6000^4 / (153.6 \times 2.1 \times 10^5 \times 8.693 \times 10^6) = -2.96 \text{ mm} = L/2026 < L/200$$

$$\text{Caricamento } Q: w = -1.38 \times 6000^4 / (153.6 \times 2.1 \times 10^5 \times 8.693 \times 10^6) = -6.38 \text{ mm} = L/939 < L/250$$

Freccia dell'arcareccio, Stato limite di esercizio (SLE), La verifica è soddisfatta

10.7. Classificazione delle sezioni, Flessione My (Sezione arcareccio)

(EN1993-1-1, §5.5)

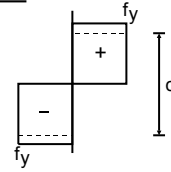
Anima

$$c=160.0-2 \times 7.4-2 \times 9.0=127.2 \text{ mm}, t=5.0 \text{ mm}, c/t=127.2/5.0=25.44$$

$$S 355, t=5.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y=355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon=(235/355)^{0.5}=0.81$$

$$c/t=25.44 \leq 72\varepsilon=72 \times 0.81=58.32$$

L'anima è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

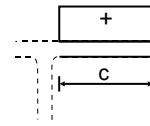
Ala

$$c=82.0/2-5.0/2-9.0=29.5 \text{ mm}, t=7.4 \text{ mm}, c/t=29.5/7.4=3.99$$

$$S 355, t=7.4 \leq 40 \text{ mm}, f_y=355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon=(235/355)^{0.5}=0.81$$

$$c/t=3.99 \leq 9\varepsilon=9 \times 0.81=7.29$$

L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**La classificazione complessiva della sezione è Classe 1, Flessione My,ed****10.8. Resistenza della sezione, Sezione arcareccio**

(EN1993-1-1, §6.2)

Stato limite ultimo, Verifica del momento a flessione y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

$$M_{y,ed} = 14.37 \text{ kNm}$$

$$\text{Resistenza a flessione } M_{ply,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 123.90 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 43.98 \text{ kNm}$$

$$M_{y,ed} = 14.37 \text{ kNm} < 43.98 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{ply,rd}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

Stato limite ultimo, Verifica del taglio z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

$$V_{z,ed} = 13.80 \text{ kNm}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 2009 - 2 \times 82.0 \times 7.4 + (5.0 + 2 \times 9.0) \times 7.4 = 966 \text{ mm}^2$$

(EC3 §6.2.6.3)

$$A_v = 966 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (160.0 - 2 \times 7.4) \times 5.0 = 1.00 \times 152.6 \times 5.0 = 763 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistenza a Taglio plastica } V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 966 \times (355 / 1.73) / 1.00 = 197.91 \text{ kN}$$

$$V_{z,ed} = 13.80 \text{ kN} < 197.91 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

$$h_w / t_w = (160.0 - 2 \times 7.4) / 5.0 = 152.6 / 5.0 = 30.52 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \varepsilon / \eta = 58.32 \quad (\eta = 1.00)$$

$$S 355, t = 5.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$$

La verifica di instabilità per taglio non è necessaria

(EC3 §6.2.6.6)

Stato limite ultimo, Verifica delle forze assiali, tagli e flessione

(EN1993-1-1, §6.2.9)

$$N_{ed} = 0.00 \text{ kN}, V_{z,ed} = 13.80 \text{ kNm}, M_{y,ed} = 14.37 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,rd} = 43.98 \text{ kNm}, V_{pl,z,rd} = 197.91 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 0 \text{ kN}, \text{ L'effetto della forza assiale è trascurato} \quad (\text{EC3 §6.2.9.1 Eq.6.33, Eq.6.34, Eq.6.35})$$

$$V_{ed} = 13.80 \text{ kN} \leq 0.50 \times 197.91 = 0.50 \times V_{pl,rd} = 98.96 \text{ kN}$$

L'effetto del taglio è trascurato

(EC3 §6.2.8.2)

10.9. Vincolo laterale della lamiera

(EC3 EN1993-1-3:2005, §10.1)

Spessore lamiera $t_w = 0.750 \text{ mm}$, Profondità profilo $h_w = 40.0 \text{ mm}$ Rigidità a taglio della lamiera

(EN1993-1-3, §10.1.1Eq.10.1b)

$$S = t^{1.5} (50 + 10b^{0.33}) s / h_w = 0.750^{1.5} \times (50 + 10 \times 6000^{0.33}) \times 3000 / 40.0 = 11288 \text{ kNm/m}$$

Rigidità a taglio minima richiesta, per arcarecci lateralmente vincolati

(§10.1.1Eq.10.1a)

$$S_{min} = [\pi^2 E \cdot I_w / L^2 + G \cdot I_t + \pi^2 E \cdot I_z (h/2)^2 / L^2] \cdot 70 / h = [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 3.959 \times 10^9 / 6000^2$$

$$+ 8.1 \times 10^4 \times 0.036 \times 10^6 + \pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.683 \times 10^6 \times 80^2 / 6000^2] \times 70 / 160^2] \times [10^{-3}] = 9272 \text{ kNm/m}$$

$$s = 11288 \text{ kNm/m} > 9272 \text{ kNm/m}$$

La lamiera può essere considerata sufficientemente rigida per vincolare gli arcarecci

Vincolo rotazionale dato dalla lamiera $C_d = 1 / (1/C_{d,a} + 1/C_{d,c})$

(EN1993-1-3, §10.1.5.2)

$$C_{d,c} = k \cdot E \cdot I_{eff} / s, k = 2, I_{eff} = 0.3 \times 0.75 \times 39.25^2 = 347 \text{ mm}^4 / \text{m}, s = 3000 \text{ mm}$$

(Eq.10.16)

$$C_{d,c} = [10^{-3}] 2 \times 2.1 \times 10^5 \times 346.6 / 3000 = 48.5 \text{ kNm/m}$$

$$C_{d,a} = C_{100} \cdot k_{ba} \cdot k_t \cdot k_{br} \cdot k_a \cdot k_{bt}$$

(EN1993-1-3, Eq.10.17)

$$C_{100} = 2.0, k_{ba} = 1.25 \times 160 / 100 = 2.00, k_t = (0.75 / 0.75)^{1.5} = 1.00, k_{br} = 1.0, k_a = 1.0, k_{bt} = 1.0$$

$$C_{d,a} = 2.0 \times 2.00 \times 1.00 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 4.0 \text{ kNm/m}$$

$$C_d = C_{d,a} = 3.7 \text{ kNm/m}$$

10.10. Stabilità flesso-torsionale (Arcareccio lateralmente vincolato)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

Momento critico elastico per stabilità flesso-torsionale (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 AnnessiC)
Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961
 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 G I_{t,eq} / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$
 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$, $I_{t,eq} = I_t + C_d \cdot (kL)^2 / (\pi^2 G)$

Assestamento verticale laterale

$k \cdot L = 6000 \text{ mm}$, $z_g = -80 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 T.C.1)

$k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 1.680$, $C_2 = 0.809$, $C_3 = 0.000$ (EN1993:2002 T.C.1)

$M_{cr} = [10^{-6}] 1.680 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.683 \times 10^6 / 6000^2]$
 $\times \{ [1.0 \times (3.959 \times 10^9 / 0.683 \times 10^6)$
 $+ 6000^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 0.203 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.683 \times 10^6)$
 $+ (-0.809 \times 80)^2]^{0.5} - (-0.809 \times 80) \} = 47.4 \text{ kNm}$

$I_{t,eq} = (0.036 \times 10^6 + 10^3 \times 3.7 \times 6000^2 / (\pi^2 \times 8.1 \times 10^4)) = 0.203 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$\bar{\lambda}_{,lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{([10^{-6}] \times 123.90 \times 10^3 \times 355 / 47.4)} = 0.963$ (EC3 Eq.6.56)

$h/b = 160/82 = 1.95 < 2.00$ curva di stabilità: b

Coefficiente di imperfezione: $\alpha_{,lt} = 0.34$, $\beta = 0.75$, $\chi_{,lt} = 0.722$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4)

$\Phi_{,lt} = 0.5 [1 + \alpha_{,lt} (\bar{\lambda}_{,lt} - \bar{\lambda}_{,lto}) + \beta \bar{\lambda}_{,lt}^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.963 - 0.40) + 0.75 \times 0.963^2] = 0.944$

$\chi_{,lt} = 1 / [\Phi_{,lt} + \sqrt{(\Phi_{,lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{,lt}^2)}] = 1 / [0.944 + \sqrt{(0.944^2 - 0.75 \times 0.944^2)}] = 0.722$

Coefficiente di riduzione $\chi_{,lt} = 1 / [\Phi_{,lt} + \sqrt{(\Phi_{,lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{,lt}^2)}]$, $\chi_{,lt} \leq 1.0$, $1 / \bar{\lambda}_{,lt}^2$, $\chi_{,lt} = 0$. (Eq.6.57)

$M_{b,rd} = \chi_{,lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.722 \times [10^{-6}] \times 123.90 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 31.76 \text{ kNm}$ (EC3 Eq.6.55)

$M_{y,ed} = 5.03 \text{ kNm} < 31.76 \text{ kNm} = M_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

11. Analisi globale

(EN1993-1-1, §5.2)

11.1. Effetti della geometria deformata della struttura

(EN1993-1-1, §5.2.1)

$$\alpha_{cr} = (H_{nhf}/V_{ed}) (h/\delta_{h,ed}) \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Dall'analisi elastica otteniamo, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Reazione verticale alla base del pilastro

V_{ed} = 116.8 kN

Reazione orizzontale alla base del pilastro

H_{ed} = 74.3 kN

Forza assiale sui puntoni

N_{red} = 91.2 kN

Forza ipotetica orizzontale applicata alla sommità dei pilastri

H_{nhf} = 1.0 kN

Freccia orizzontale alla sommità del pilastro dovuta alla forza ipotetica

 $\delta_{h,ed}$ = 0.93 mm

$$\alpha_{cr} = (1.0/116.8) (5000/0.93) = 46.15 \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Controllare la compressione assiale dei puntoni. La compressione assiale è signi (§5.2.1, (4)B)

$$\lambda = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr})} > 0.3 \sqrt{(A \cdot f_y / N_{ed})}, \quad N_{ed} > 0.09 N_{cr} \quad (\text{§5.2.1 Eq. 5.3})$$

Lunghezza di sviluppo della coppia di puntoni da pilastro a pilastro $L = 24000 / \cos 9.46^\circ = 24331 \text{ mm}$

$$N_{cr} = \pi^2 EI / L^2 = \pi^2 \times 210 \times 482.00 \times 10^6 / (24331)^2 = 1687.5 \text{ kN}$$

Forza assiale massima sui puntoni $N_{ed} = 91.2 \text{ kN}$, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

$$\lambda = \sqrt{(11550 \times 355 / 1687502)} = 1.56 \leq 0.3 \sqrt{(11550 \times 355 / 91196)} = 2.01$$

La compressione assiale dei puntoni non è significativa, possiamo usare Eq. 5.2

$$\alpha_{cr} = 46.15 > 10 \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Può essere usata l'analisi elastica del primo ordine

(§5.2.2.1)

$$\text{Fattore di amplificazione per i momenti di progetto } \delta = 1 / (1 - 1/\alpha_{cr}) = 1 / (1 - 1/46.15) = 1.02 \quad (\text{Eq. 5.4})$$

11.2. Imperfezioni per analisi globale

(EN1993-1-1, §5.3.2)

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \delta = (1/200) \times 0.894 \times 0.866 \times 1.022 = 3.959 \times 10^{-3} = 1/253 \quad (\text{Eq. 5.5})$$

$$\varphi_0 = 1/200, \quad \alpha_h = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{5.000} = 0.894 \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1.0, \quad \alpha_m = \sqrt{(0.5(1+1/2))} = 0.866$$

L'effetto delle imperfezioni può essere trascurato dove $H_{ed} > 0.15 V_{ed}$

(§5.3.2 (4) Eq. 5.7)

$$\text{Effetto delle imperfezioni iniziale } H_{eq} = 3.959 \times 10^{-3} \times V_{ed} \quad (\text{§5.3.2 (5)})$$

11.3. Effetto delle imperfezioni per i pilastri

(EN1993-1-1, §5.3.2)

Reazioni agli appoggi, Forza orizzontale Hed [kN], Forza verticale Ved [kN]

		Pilastro sinistro		Pilastro destro		Hed1+Hed2	Ved1+Ved2	Hed/Vhe	$\varphi \cdot Ved$ Heq kN
		Hed,1	Ved,1	Hed,2	Ved,2	Hed	Ved		
201	SLU-STR	63.2	100.5	-63.2	100.5	0.0	201.0	0.00	0.398
202	SLU-STR	74.3	116.8	-74.3	116.8	0.0	233.6	0.00	0.462
203	SLU-STR	62.2	107.9	-62.2	90.2	0.0	198.1	0.00	0.427
204	SLU-STR	62.2	90.2	-62.2	107.9	0.0	198.1	0.00	0.427
205	SLU-STR	-27.0	-2.1	-0.6	-1.3	-27.6	-3.4	8.03	0.000
206	SLU-STR	1.0	44.2	-22.6	23.7	-21.5	67.9	0.32	0.000
210	SLU-STR	-33.0	-12.7	5.3	-11.9	-27.6	-24.6	1.12	0.000
211	SLU-STR	42.6	88.1	-59.1	88.6	-16.6	176.6	0.09	0.351
212	SLU-STR	59.4	115.9	-72.3	103.6	-12.9	219.4	0.06	0.459
213	SLU-STR	30.5	79.2	-47.0	61.9	-16.6	141.1	0.12	0.313
214	SLU-STR	47.3	107.0	-60.2	76.9	-12.9	183.9	0.07	0.424
215	SLU-STR	30.5	61.4	-47.0	79.7	-16.6	141.1	0.12	0.315
216	SLU-STR	47.3	89.2	-60.2	94.7	-12.9	183.9	0.07	0.375
217	SLU-STR	-2.8	33.4	-24.8	34.2	-27.6	67.6	0.41	0.000
218	SLU-STR	-8.8	28.9	-18.8	20.9	-27.6	49.8	0.55	0.000
219	SLU-STR	-8.8	20.1	-18.8	29.8	-27.6	49.8	0.55	0.000
220	SLU-STR	25.3	79.7	-46.8	59.2	-21.5	138.9	0.15	0.000
221	SLU-STR	19.2	75.3	-40.7	45.9	-21.5	121.2	0.18	0.000
222	SLU-STR	19.2	66.4	-40.7	54.8	-21.5	121.2	0.18	0.000
231	SLU-STR	18.4	52.5	-34.9	53.0	-16.6	105.6	0.16	0.000
232	SLU-STR	35.2	80.3	-48.1	68.0	-12.9	148.4	0.09	0.318
233	SLU-STR	12.3	48.1	-28.9	39.7	-16.6	87.8	0.19	0.000
234	SLU-STR	29.1	75.9	-42.0	54.7	-12.9	130.6	0.10	0.300
235	SLU-STR	12.3	39.2	-28.9	48.6	-16.6	87.8	0.19	0.000
236	SLU-STR	29.1	67.0	-42.0	63.6	-12.9	130.6	0.10	0.265
251	SLU-STR	38.6	81.0	-55.2	81.5	-16.6	162.5	0.10	0.323
252	SLU-STR	55.4	108.8	-68.3	96.5	-12.9	205.3	0.06	0.431
253	SLU-STR	26.5	72.1	-43.1	54.9	-16.6	127.0	0.13	0.286
254	SLU-STR	43.3	99.9	-56.2	69.9	-12.9	169.8	0.08	0.396
255	SLU-STR	26.5	54.4	-43.1	72.6	-16.6	127.0	0.13	0.288
256	SLU-STR	43.3	82.2	-56.2	87.6	-12.9	169.8	0.08	0.347
257	SLU-STR	-6.8	26.3	-20.9	27.2	-27.6	53.5	0.52	0.000
258	SLU-STR	-12.8	21.9	-14.8	13.9	-27.6	35.8	0.77	0.000
259	SLU-STR	-12.8	13.0	-14.8	22.7	-27.6	35.8	0.77	0.000
260	SLU-STR	21.3	72.7	-42.8	52.2	-21.5	124.9	0.17	0.000
261	SLU-STR	15.2	68.2	-36.7	38.8	-21.5	107.1	0.20	0.000
262	SLU-STR	15.2	59.4	-36.7	47.7	-21.5	107.1	0.20	0.000

11.4. Forze interne e momenti a flessione con effetti delle imperfezioni**11.5. Forze assiali Ned [kN]**

C.C.	Pilastro sinistro	Puntone sinistro 2	Puntone destro 3	Pilastro destro 4
	Ned,1	Ned,2	Ned,3	Ned,4
201	SLU-STR	-96.5	-70.1	-96.7
202	SLU-STR	-112.8	-82.4	-113.0
203	SLU-STR	-103.9	-69.0	-86.3
204	SLU-STR	-86.2	-69.0	-104.1
205	SLU-STR	6.0	-4.0	5.2
206	SLU-STR	-40.3	-30.4	-27.1
210	SLU-STR	15.7	2.6	2.4
211	SLU-STR	-84.1	-67.6	-67.7
212	SLU-STR	-111.9	-83.5	-81.5
213	SLU-STR	-75.2	-54.2	-54.3
214	SLU-STR	-103.0	-70.1	-68.1
215	SLU-STR	-57.5	-54.2	-54.3
216	SLU-STR	-85.2	-70.1	-68.1
217	SLU-STR	-29.5	-30.8	-31.0
218	SLU-STR	-25.0	-24.1	-24.3
219	SLU-STR	-16.2	-24.1	-24.3
220	SLU-STR	-75.8	-57.2	-53.9
221	SLU-STR	-71.4	-50.5	-47.2
222	SLU-STR	-62.5	-50.5	-47.2
231	SLU-STR	-48.6	-40.7	-40.8
232	SLU-STR	-76.4	-56.6	-54.6
233	SLU-STR	-44.2	-34.0	-34.1
234	SLU-STR	-71.9	-49.9	-47.9
235	SLU-STR	-35.3	-34.0	-34.1
236	SLU-STR	-63.1	-49.9	-47.9
251	SLU-STR	-77.7	-63.2	-63.3
252	SLU-STR	-105.4	-79.1	-77.1
253	SLU-STR	-68.8	-49.8	-49.9
254	SLU-STR	-96.6	-65.7	-63.7
255	SLU-STR	-51.0	-49.8	-49.9
256	SLU-STR	-78.8	-65.6	-63.6
257	SLU-STR	-23.0	-26.4	-26.6
258	SLU-STR	-18.6	-19.7	-19.9
259	SLU-STR	-9.7	-19.7	-19.9
260	SLU-STR	-69.4	-52.8	-49.5
261	SLU-STR	-64.9	-46.1	-42.8
262	SLU-STR	-56.1	-46.1	-42.8

11.6. Forze di taglio Ved [kN]

C.C.	Pilastro sinistro 1			Puntone sinistro 2			Puntone destro 3			Pilastro destro 4	
	VedA,1	VedB,1		VedA,2	VedC,2	VedB,2	VedA,3	VedC,3	VedB,3	VedA,4	VedB,4
201	SLU-STR	-62.9	-62.9	80.9	62.9	-10.5	10.3	-63.1	-81.1	63.3	63.3
202	SLU-STR	-74.0	-74.0	95.2	74.0	-12.3	12.1	-74.2	-95.4	74.5	74.5
203	SLU-STR	-61.9	-61.9	88.4	67.2	-19.1	1.4	-56.8	-71.1	62.4	62.4
204	SLU-STR	-61.9	-61.9	70.9	56.6	-1.6	18.9	-67.4	-88.6	62.4	62.4
205	SLU-STR	27.0	-1.4	-11.3	-9.6	-2.8	-2.5	7.9	10.4	-11.5	0.6
206	SLU-STR	-1.0	-29.4	31.3	22.2	-14.9	-6.4	-10.1	-11.1	10.4	22.6
210	SLU-STR	33.0	4.6	-18.9	-15.5	-1.8	-3.4	13.8	18.1	-17.5	-5.3
211	SLU-STR	-42.4	-59.4	68.5	52.8	-11.4	8.1	-53.9	-69.2	52.0	59.3
212	SLU-STR	-59.1	-76.1	94.1	71.8	-18.7	5.8	-64.8	-82.1	65.2	72.5
213	SLU-STR	-30.3	-47.3	61.8	46.0	-18.2	-2.6	-36.5	-44.9	39.9	47.2
214	SLU-STR	-47.0	-64.0	87.3	65.0	-25.5	-5.0	-47.4	-57.8	53.1	60.4
215	SLU-STR	-30.3	-47.3	44.3	35.4	-0.7	14.9	-47.1	-62.4	39.9	47.2
216	SLU-STR	-47.1	-64.1	69.8	54.5	-8.0	12.6	-58.0	-75.3	53.1	60.4
217	SLU-STR	2.8	-25.6	19.8	14.5	-6.8	1.5	-16.2	-20.6	12.7	24.8
218	SLU-STR	8.8	-19.5	16.4	11.2	-10.1	-3.8	-7.6	-8.5	6.6	18.8
219	SLU-STR	8.8	-19.5	7.6	5.9	-1.4	4.9	-12.9	-17.2	6.6	18.8
220	SLU-STR	-25.3	-53.6	62.4	46.3	-18.9	-2.4	-34.3	-42.1	34.6	46.8
221	SLU-STR	-19.2	-47.6	59.0	43.0	-22.3	-7.8	-25.6	-30.0	28.6	40.7
222	SLU-STR	-19.2	-47.6	50.2	37.7	-13.5	1.0	-30.9	-38.7	28.6	40.7
231	SLU-STR	-18.4	-35.4	37.6	28.7	-7.3	4.2	-29.7	-38.1	27.6	34.9
232	SLU-STR	-35.0	-52.0	63.0	47.7	-14.7	1.8	-40.6	-51.0	40.9	48.2
233	SLU-STR	-12.3	-29.3	34.2	25.3	-10.7	-1.2	-21.0	-25.9	21.6	28.9
234	SLU-STR	-29.0	-46.0	59.7	44.3	-18.1	-3.6	-31.9	-38.9	34.9	42.2
235	SLU-STR	-12.3	-29.3	25.4	20.0	-2.0	7.6	-26.3	-34.7	21.6	28.9
236	SLU-STR	-29.0	-46.0	50.9	39.0	-9.3	5.2	-37.2	-47.6	34.9	42.2
251	SLU-STR	-38.4	-55.4	63.4	48.8	-10.8	7.5	-49.9	-64.1	48.0	55.3
252	SLU-STR	-55.2	-72.2	89.0	67.8	-18.1	5.1	-60.8	-77.0	61.2	68.5
253	SLU-STR	-26.3	-43.3	56.7	42.0	-17.5	-3.3	-32.6	-39.8	35.9	43.2
254	SLU-STR	-43.1	-60.1	82.2	61.1	-24.8	-5.6	-43.4	-52.7	49.1	56.4
255	SLU-STR	-26.3	-43.3	39.2	31.4	0.0	14.3	-43.2	-57.3	35.9	43.2
256	SLU-STR	-43.1	-60.1	64.7	50.5	-7.3	11.9	-54.0	-70.2	49.1	56.4
257	SLU-STR	6.8	-21.6	14.7	10.6	-6.1	0.9	-12.3	-15.5	8.7	20.9
258	SLU-STR	12.8	-15.5	11.3	7.2	-9.5	-4.5	-1.8	-3.4	2.7	14.8
259	SLU-STR	12.8	-15.5	2.5	1.9	-0.7	4.3	-8.9	-12.1	2.7	14.8
260	SLU-STR	-21.3	-49.6	57.3	42.4	-18.2	-3.0	-30.3	-37.0	30.6	42.8
261	SLU-STR	-15.2	-43.6	53.9	39.0	-21.6	-8.4	-21.6	-24.9	24.6	36.7
262	SLU-STR	-15.2	-43.6	45.1	33.7	-12.9	0.3	-26.9	-33.6	24.6	36.7

A: testata sx, C: fine rastrematura, B: testata dx

11.7. Momenti a flessione Med [kNm]

C.C.	Pilastro sinistro 1			Pilastro destro 4			
	MedA,1	MedM,1	MedB,1	MedA,4	MedM,4	MedB,4	
201	SLU-STR	0.0	-157.4	-314.7	-316.7	-158.4	0.0
202	SLU-STR	0.0	-185.0	-370.1	-372.4	-186.2	0.0
203	SLU-STR	0.0	-154.8	-309.7	-311.8	-155.9	0.0
204	SLU-STR	0.0	-154.8	-309.7	-311.8	-155.9	0.0
205	SLU-STR	0.0	64.3	64.1	27.2	-0.1	0.0
206	SLU-STR	0.0	-38.1	-76.1	-82.5	-41.2	0.0
210	SLU-STR	0.0	47.0	94.0	57.1	28.5	0.0
211	SLU-STR	0.0	-127.2	-254.3	-278.2	-139.1	0.0
212	SLU-STR	0.0	-169.1	-338.1	-344.2	-172.1	0.0
213	SLU-STR	0.0	-97.0	-193.9	-217.6	-108.8	0.0
214	SLU-STR	0.0	-138.9	-277.7	-283.7	-141.8	0.0
215	SLU-STR	0.0	-97.0	-193.9	-217.6	-108.8	0.0
216	SLU-STR	0.0	-138.9	-277.9	-283.6	-141.8	0.0
217	SLU-STR	0.0	0.7	-56.9	-93.8	-46.9	0.0
218	SLU-STR	0.0	6.9	-26.7	-63.6	-31.8	0.0
219	SLU-STR	0.0	6.9	-26.7	-63.6	-31.8	0.0
220	SLU-STR	0.0	-98.6	-197.1	-203.5	-101.8	0.0
221	SLU-STR	0.0	-83.4	-166.9	-173.2	-86.6	0.0
222	SLU-STR	0.0	-83.4	-166.9	-173.2	-86.6	0.0
231	SLU-STR	0.0	-67.2	-134.3	-156.5	-78.2	0.0
232	SLU-STR	0.0	-108.8	-217.5	-222.9	-111.5	0.0
233	SLU-STR	0.0	-52.0	-104.1	-126.2	-63.1	0.0
234	SLU-STR	0.0	-93.6	-187.3	-192.6	-96.3	0.0
235	SLU-STR	0.0	-52.0	-104.1	-126.2	-63.1	0.0
236	SLU-STR	0.0	-93.7	-187.4	-192.5	-96.3	0.0
251	SLU-STR	0.0	-117.3	-234.5	-258.3	-129.1	0.0
252	SLU-STR	0.0	-159.2	-318.3	-324.3	-162.1	0.0
253	SLU-STR	0.0	-87.1	-174.1	-197.7	-98.8	0.0
254	SLU-STR	0.0	-129.0	-257.9	-263.7	-131.8	0.0
255	SLU-STR	0.0	-87.0	-174.1	-197.7	-98.8	0.0
256	SLU-STR	0.0	-129.0	-258.0	-263.6	-131.8	0.0
257	SLU-STR	0.0	4.0	-37.0	-73.9	-37.0	0.0
258	SLU-STR	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
259	SLU-STR	0.0	14.5	-6.8	-43.7	-21.8	0.0
260	SLU-STR	0.0	-88.6	-177.2	-183.6	-91.8	0.0
261	SLU-STR	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0
262	SLU-STR	0.0	-73.5	-147.0	-153.3	-76.7	0.0

A: testata sx, B: testata dx

C.C.	MedA, 2	Puntone sinistro 2			Puntone destro 3				
		MedC2	MedM, 2	MedB, 2	MedA, 3	MedM, 3	MedC3	MedB, 3	
201	SLU-STR	-314.7	-142.1	121.1	113.8	113.8	120.9	-143.7	-316.7
202	SLU-STR	-370.1	-167.1	142.4	133.8	133.8	142.1	-169.0	-372.4
203	SLU-STR	-309.7	-122.9	132.6	112.0	112.0	112.1	-158.4	-311.8
204	SLU-STR	-309.7	-156.7	112.2	112.0	112.0	132.2	-124.6	-311.8
205	SLU-STR	64.1	39.1	21.4	-21.4	-21.4	-24.2	5.2	27.2
206	SLU-STR	-76.1	-11.9	52.9	23.7	23.7	-29.4	-57.0	-82.5
210	SLU-STR	94.0	52.6	30.9	-32.1	-32.1	-35.5	18.7	57.1
211	SLU-STR	-254.3	-108.8	103.0	93.0	93.0	98.2	-130.5	-278.2
212	SLU-STR	-338.1	-139.1	138.9	120.0	120.0	122.3	-168.0	-344.2
213	SLU-STR	-193.9	-64.6	96.4	71.2	71.2	-73.2	-119.9	-217.6
214	SLU-STR	-277.7	-94.9	133.2	98.2	98.2	-92.7	-157.4	-283.7
215	SLU-STR	-193.9	-98.3	71.3	71.2	71.2	88.7	-86.2	-217.6
216	SLU-STR	-277.9	-128.8	103.2	98.2	98.2	109.1	-123.6	-283.6
217	SLU-STR	-56.9	-15.7	32.8	22.3	22.3	22.9	-49.6	-93.8
218	SLU-STR	-26.7	6.4	35.0	11.4	11.4	-26.1	-44.3	-63.6
219	SLU-STR	-26.7	-10.5	12.7	11.4	11.4	18.0	-27.4	-63.6
220	SLU-STR	-197.1	-66.7	94.0	67.3	67.3	-68.1	-111.8	-203.5
221	SLU-STR	-166.9	-44.5	93.6	56.4	56.4	-58.4	-106.5	-173.2
222	SLU-STR	-166.9	-61.4	73.9	56.4	56.4	56.6	-89.7	-173.2
231	SLU-STR	-134.3	-54.8	56.8	49.5	49.5	52.1	-75.1	-156.5
232	SLU-STR	-217.5	-84.6	93.3	76.4	76.4	76.8	-113.0	-222.9
233	SLU-STR	-104.1	-32.7	54.2	38.6	38.6	-43.8	-69.8	-126.2
234	SLU-STR	-187.3	-62.5	91.1	65.5	65.5	-63.6	-107.7	-192.6
235	SLU-STR	-104.1	-49.5	39.5	38.6	38.6	46.9	-53.0	-126.2
236	SLU-STR	-187.4	-79.5	74.3	65.5	65.5	68.6	-90.7	-192.5
251	SLU-STR	-234.5	-99.8	95.4	85.9	85.9	90.6	-121.4	-258.3
252	SLU-STR	-318.3	-130.2	131.4	112.8	112.8	114.8	-159.0	-324.3
253	SLU-STR	-174.1	-55.7	89.2	64.0	64.0	-66.8	-110.9	-197.7
254	SLU-STR	-257.9	-86.0	126.1	91.0	91.0	-86.3	-148.4	-263.7
255	SLU-STR	-174.1	-89.4	64.0	64.0	64.0	81.3	-77.1	-197.7
256	SLU-STR	-258.0	-119.8	95.5	91.0	91.0	101.5	-114.5	-263.6
257	SLU-STR	-37.0	-6.7	26.0	15.1	15.1	15.4	-40.6	-73.9
258	SLU-STR	-6.8	15.4	30.6	4.2	4.2	-19.7	-34.2	-43.7
259	SLU-STR	-6.8	-1.5	5.2	4.2	4.2	10.9	-18.4	-43.7
260	SLU-STR	-177.2	-57.7	87.0	60.1	60.1	-61.7	-102.8	-183.6
261	SLU-STR	-147.0	-35.5	86.9	49.2	49.2	-52.1	-97.5	-153.3
262	SLU-STR	-147.0	-52.4	66.6	49.2	49.2	49.3	-80.7	-153.3

A: testata sx, C: fine rastrematura, M: mezzeria, B: testata dx

12. Stato limite di esercizio (SLE)

(EN1993-1-1, §7)

12.1. Freccia verticale in sommità

(EN1993-1-1, §7.2.1)

Freccia verticale massima, C.C. 302: G_k+Q_{s1} $D_y = 44 \text{ mm} = 24000/545 = L/545$ Freccia verticale dovuta ai soli carichi accidentali $D_y = 21 \text{ mm} = 24000/889 = L/1143$ Freccia verticale dovuta al solo carico della neve $D_y = 27 \text{ mm} = 24000/889 = L/889$ Limite per la freccia verticale $L/200$, La verifica è soddisfatta**12.2. Freccia orizzontale in sommità pilastro**

(EN1993-1-1, §7.2.2)

Freccia orizzontale massima, C.C. 304: G_k+Q_{s3} $D_x = 8 \text{ mm} = 5000/625 = h/625$ Freccia orizzontale dovuta solo al vento $D_x = 6 \text{ mm} = 5000/833 = h/833$ Limite per la freccia orizzontale $H/150$, La verifica è soddisfatta**12.3. Effetti dinamici**

(EN1993-1-1, §7.2.3)

Frequenze proprie e periodi propri della strutturaMassa dell'edificio, per carichi: C.C. 601: $G_k + 0.20Q_{s1}$

1	f=	2.616 Hz	T=	0.382 sec
2	f=	3.896 Hz	T=	0.257 sec
3	f=	10.732 Hz	T=	0.093 sec
4	f=	29.103 Hz	T=	0.034 sec
5	f=	42.721 Hz	T=	0.023 sec
6	f=	59.397 Hz	T=	0.017 sec
7	f=	112.457 Hz	T=	0.009 sec
8	f=	149.552 Hz	T=	0.007 sec
9	f=	153.281 Hz	T=	0.007 sec

13. Verifica Pilastro (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6)

Profilo : IPE 600-S 355**Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1**

Ned = 116.9 kN

Ved = 74.5 kN

Myed = 372.4 kNm, Mzed = 0.0 kNm

Myed = 316.5 kNm (Sommità pilastro sotto il tratto rastremato)

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano $L_{cr,y} = 5000\text{mm}$ (Lunghez (EC3 §5.5.2.(7))Lunghezza libera di inflessione, Stabilità fuori-piano $L_{cr,z} = 4250\text{mm}$ (Altezza pilastro senza tratto rastremato)Lunghezza libera di inflessione, Stabilità torsionale $L_{cr,t} = 4250\text{mm}$ Lunghezza libera di inflessione, Stabilità flesso-torsionale $L_{cr,lt} = 4250\text{mm}$ **Valori massimi di progetto per carichi sismici**

Ned = 44.7 kN

Ved = 26.4 kN

Myed = 131.8 kNm, Mzed = 0.0 kNm

Myed = 112.0 kNm (Sommità pilastro sotto il tratto rastremato)

13.1. Classificazione delle sezioni, Pilastro

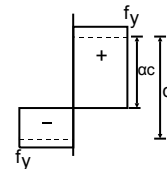
(EN1993-1-1, §5.5)

Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma = N_{ed}/A_{el} \pm M_{yed}/W_{el,y} \pm M_{zed}/W_{el,z}$ $\sigma = [10^{-3}]117/15600 \pm [10^{-6}]372/3069.0 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/307.9 \times 10^3$ $\sigma_1 = 129 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = -114 \text{ N/mm}^2$ (compressione positiva)**Anima** $c = 600.0 - 2 \times 19.0 - 2 \times 24.0 = 514.0 \text{ mm}$, $t = 12.0 \text{ mm}$, $c/t = 514.0/12.0 = 42.83$ S 355, $t = 12.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

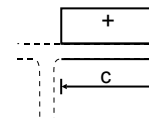
Posizione dell'asse neutro per Flessione e compressione

 $N_{ed}/(2t \cdot f_y/\gamma_{M0}) = 116900/(2 \times 12.0 \times 355/1.00) = 13.7 \text{ mm}$ $\alpha = (514.0/2 + 13.7)/514.0 = 0.527 > 0.5$ $c/t = 42.83 \leq 396 \times 0.81/(13 \times 0.527 - 1) = 54.86$

L'anima è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Ala** $c = 220.0/2 - 12.0/2 - 24.0 = 80.0 \text{ mm}$, $t = 19.0 \text{ mm}$, $c/t = 80.0/19.0 = 4.21$ S 355, $t = 19.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$ $c/t = 4.21 \leq 9 \times 0.81 = 7.29$

L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**La classificazione complessiva della sezione è Classe 1, Flessione e compressione $N_{c,ed} + M_{y,ed}$** **13.2. Resistenza della sezione, Pilastro (Stato limite ultimo)**

(EN1993-1-1, §6.2)

Stato limite ultimo, Verifica della compressione

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

 $N_{c,ed} = 116.90 \text{ kN}$ Resistenza a Compressione $N_{pl,rd} = A \cdot f_y/\gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 15600 \times 355/1.00 = 5538.00 \text{ kN}$ $N_{ed} = 116.90 \text{ kN} < 5538.00 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{pl,rd}$, La verifica è soddisfatta**Stato limite ultimo, Verifica del momento a flessione y-y**

(EN1993-1-1, §6.2.5)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

 $M_{y,ed} = 372.40 \text{ kNm}$ Resistenza a flessione $M_{pl,y,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355/1.00 = 1246.76 \text{ kNm}$ $M_{y,ed} = 372.40 \text{ kNm} < 1246.76 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{pl,y,rd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica del taglio z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Vz.ed= 76.10 kNm $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 15600 - 2 \times 220.0 \times 19.0 + (12.0 + 2 \times 24.0) \times 19.0 = 8380 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3) $A_v = 8380 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (600.0 - 2 \times 19.0) \times 12.0 = 1.00 \times 581.0 \times 12.0 = 6972 \text{ mm}^2$ Resistenza a Taglio plastica $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 8380 \times (355 / 1.73) / 1.00 = 1717.56 \text{ kN}$ $V_{z,ed} = 76.10 \text{ kN} < 1717.56 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, La verifica è soddisfatta $h_w / t_w = (600.0 - 2 \times 19.0) / 12.0 = 581.0 / 12.0 = 48.42 \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)S 355, $t = 12.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

La verifica di instabilità per taglio non è necessaria (EC3 §6.2.6.6)

Stato limite ultimo, Verifica delle forze assiali, tagli e flessione

(EN1993-1-1, §6.2.9)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

N.ed= 116.90kN (Compressione), Vz.ed= 74.50kNm, My.ed= 372.40kN $N_{plrd} = 5538.00 \text{ kN}$, $M_{pl,y,rd} = 1246.76 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 1717.56 \text{ kN}$ $N_{ed} = 116.90 \text{ kN} \leq 0.25 \times 5538.00 = 0.25 \times N_{plrd} = 1384.50 \text{ kN}$ $N_{ed} = 116.90 \text{ kN} \leq [10^{-3}] \times 0.5 \times 581.0 \times 12.0 \times 355 / 1.00 = 0.5 h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1237.53 \text{ kN}$ $n = N_{ed} / N_{plrd} = 117 / 5538 = 0.021$

L'effetto della forza assiale è trascurato (EC3 §6.2.9.1 Eq.6.33, Eq.6.34, Eq.6.35)

 $V_{ed} = 74.50 \text{ kN} \leq 0.50 \times 1717.56 = 0.50 \times V_{pl,rd} = 858.78 \text{ kN}$

L'effetto del taglio è trascurato (EC3 §6.2.8.2)

 $M_{y,ed} = 372.40 \text{ kNm} < 1246.76 \text{ kNm} = M_{pl,y,rd}$, La verifica è soddisfatta**13.3. Stabilità flessurale, Pilastro (Stato limite ultimo)**

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Lunghezze libere di inflessione: $L_{cr,y} = 1.000 \times 5000 = 5000 \text{ mm}$, $L_{cr,z} = 0.850 \times 5000 = 4250 \text{ mm}$

Snellezza non-dimensionale (Classe della sezione: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

 $\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (5000 / 243.0) \times (1 / 76.06) = 0.271$ $\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (4250 / 46.6) \times (1 / 76.06) = 1.199$ $\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93.9 \epsilon = 76.06$, $\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0.81$ $h/b = 600 / 220 = 2.73 > 1.20$, $t_f = 19.0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$ y-y curva di stabilità: a, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_y = 0.21$, $\chi_y = 0.984$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4) $\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.271 - 0.2) + 0.271^2] = 0.544$ $\chi_y = 1 / [\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}] = 1 / [0.544 + \sqrt{(0.544^2 - 0.271^2)}] = 0.984 \leq 1$ $\chi_y = 0.984$ z-z curva di stabilità: b, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_z = 0.34$, $\chi_z = 0.479$ $\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (1.199 - 0.2) + 1.199^2] = 1.389$ $\chi_z = 1 / [\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}] = 1 / [1.389 + \sqrt{(1.389^2 - 1.199^2)}] = 0.479 \leq 1$ $\chi_z = 0.479$ Coefficiente di riduzione $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)}]$, $\chi \leq 1.0$, $\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, $\chi = 0.47$ (EC3 Eq.6.49) $N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.479 \times [10^{-3}] \times 15600 \times 355 / 1.00 = 2652.70 \text{ kN}$ (EC3 Eq.6.47) $N_{c,ed} = 116.90 \text{ kN} < 2652.70 \text{ kN} = N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta**13.4. Stabilità flesso-torsionale, Pilastro**

(EN1993-1-1, §6.3.2)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Momento critico elastico per stabilità flesso-torsionale (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 Annessi C)

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w / I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2]} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$ $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ $k \cdot L = 4250 \text{ mm}$, $z_g = h/2 = 600/2 = 300 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 T.C.1) $kz = 1.0$, $kw = 1.0$, $\psi = 0.000$, $C_1 = 1.847$, $C_2 = 0.000$, $C_3 = 0.000$ (EN1993:2002 T.C.1) $M_{cr} = [10^{-6}] 1.847 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 33.870 \times 10^6 / 4250^2]$ $\times \{ [1.0 \times (2845.5 \times 10^9 / 33.870 \times 10^6)]$ $+ 4250^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 1.654 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 33.870 \times 10^6) \}^{0.5} = 2469.9 \text{ kNm}$ $\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{([10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355 / 2469.9)} = 0.710$

(EC3 Eq.6.56)

 $h/b = 600 / 220 = 2.73 > 2.00$ curva di stabilità: cCoefficiente di imperfezione: $\alpha_{lt} = 0.49$, $\beta = 0.75$, $\chi_{lt} = 0.819$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4) $\Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.710 - 0.2) + 0.75 \times 0.710^2] = 0.765$ $\chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}] = 1 / [0.765 + \sqrt{(0.765^2 - 0.75 \times 0.765^2)}] = 0.819$ Coefficiente di riduzione $\chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}]$, $\chi_{lt} \leq 1.0$, $1 / \bar{\lambda}_{lt}^2$, $\chi_{lt} = 0$. (Eq.6.57)

$$\chi, \lambda_t, \text{mod} = \chi, \lambda_t / f, \chi, \lambda_t, \text{mod} \leq 1, \chi, \lambda_t, \text{mod} \leq 1 / \bar{\lambda}, \lambda_t^2 = 1 / 0.710^2 = 1.98 \quad (\text{EC3 } \S 6.3.2.3(2), \text{Eq. 6.58})$$

$$K_c = 1 / (1.33 - 0.33\psi) = 0.752, \psi = 0.00 \quad (\text{EC3 Tab. 6.6})$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2.0(\bar{\lambda}, \lambda_t - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \times (1 - 0.752) [1 - 2.0 \times (0.710 - 0.8)^2] = 0.878, f < 1.0$$

$$\chi, \lambda_t, \text{mod} = \chi, \lambda_t / f = 0.819 / 0.878 = 0.933, \chi, \lambda_t, \text{mod} \leq 1.0, \chi, \lambda_t, \text{mod} \leq 1.98, \chi, \lambda_t, \text{mod} = 0.933$$

$$M_{b,rd} = \chi, \lambda_t \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.933 \times [10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 1163.23 \text{ kNm} \quad (\text{EC3 Eq. 6.55})$$

$$M_{y,ed} = 316.53 \text{ kNm} < 1163.23 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

13.5. Forza assiale e momento a flessione, Pilastro (EN1993-1-1, §6.3.3)

$$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq. 6.61})$$

$$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq. 6.62})$$

$$N_{rk} = A \cdot f_y = [10^{-3}] \times 15600 \times 355 = 5538.0 \text{ kN} \quad (\text{Tab. 6.7})$$

$$M_{y,rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = [10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355 = 1246.8 \text{ kNm}$$

$$\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.984 \times [10^{-3}] \times 15600 \times 355 / 1.00 = 5449.4 \text{ kN}$$

$$\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.479 \times [10^{-3}] \times 15600 \times 355 / 1.00 = 2652.7 \text{ kN}$$

$$\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.933 \times [10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 1163.2 \text{ kNm}$$

Coefficienti di interazione, Metodo di calcolo: Metodo 1 Annessi A (EC3 Annessi A)

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_y / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{yy}), \mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) \quad (\text{EC3 Tab. A.1})$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} (\mu_z / (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) (1 / C_{zy}) 0.60 \sqrt{w_y / w_z}, \mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z})$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 E I_y / l_{cr,y}^2 = 3.14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 920.80 \times 10^6 / 5000^2 = 76339 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 E I_z / l_{cr,z}^2 = 3.14^2 \times [10^{-3}] \times 210000 \times 33.870 \times 10^6 / 4250^2 = 3886 \text{ kN}$$

$$N_{cr,t} = (1 / i_p^2) \times (G \cdot I_t + \pi^2 E I_w / L_{cr,t}^2) \quad (\text{EC3 NCCI SN003b-EN-EU})$$

$$N_{cr,t} = [10^{-3}] \times (1 / 247^2) [80769 \times 1.654 \times 10^6 + \pi^2 \times 210000 \times 2845.5 \times 10^9 / 4250^2] = 7519 \text{ kN}$$

$$\mu_y = (1 - N_{ed} / N_{cr,y}) / (1 - \chi_y \cdot N_{ed} / N_{cr,y}) = (1 - 116.9 / 76339) / (1 - 0.984 \times 116.9 / 76339) = 1.000$$

$$\mu_z = (1 - N_{ed} / N_{cr,z}) / (1 - \chi_z \cdot N_{ed} / N_{cr,z}) = (1 - 116.9 / 3886) / (1 - 0.479 \times 116.9 / 3886) = 0.984$$

$$\text{alt} = 1 - I_t / I_y > 0 = 1 - 1.654 \times 10^6 / 920.80 \times 10^6 = 0.998 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1.50, w_y = 3.512 \times 10^6 / 3.069 \times 10^6 = 1.144 \leq 1.50 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1.50, w_z = 0.486 \times 10^6 / 0.308 \times 10^6 = 1.577 > 1.50, w_z = 1.50$$

$$n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 116.90 / (5538.00 / 1.00) = 0.021$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max(0.271, 1.199) = 1.200 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$M_{cr,o} = (1.00 / 1.85) \times 2469.90 = 1337.3, C_1 = 1.00$$

$$\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 3512.0 \times 10^3 \times 355 / 1337.3)} = 0.970$$

$$\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0.25}} \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.2 \sqrt{1.847 [(1 - 116.9 / 3886) (1 - 116.9 / 7519)]^{0.25}} = 0.269$$

$$\varepsilon_y = (M_{y,ed} / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 316.53 / 116.90) \times (15600.0 / 3069.0 \times 10^3) = 13.76$$

$$C_{my,o} = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \times (116.90 / 76339.0) = 0.790, (\psi = 0.00) \quad (\text{EC3 Annessi A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0.970 > \bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.269$$

$$C_{my} = C_{my,o} + (1 - C_{my,o}) (\sqrt{\varepsilon_y \cdot \text{alt}}) / (1 + \sqrt{\varepsilon_y \cdot \text{alt}}) =$$

$$= 0.790 + (1 - 0.790) \times (\sqrt{13.763 \times 0.998}) / (1 + \sqrt{13.763 \times 0.998}) = 0.955$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \text{alt} / \sqrt{[(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]} > 1$$

$$C_{mLT} = 0.955^2 \times 0.998 / \sqrt{[(1 - 116.9 / 3886.0) (1 - 116.9 / 7519.0)]} = 0.931, C_{mLT} = 1.000$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1.6 C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\max} / w_y - 1.6 C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\max}^2 / w_y) n_{pl} - \text{blt}] > W_{el,y} / W_{pl,y} \quad (\text{Annessi A, T.A.1})$$

$$\text{blt} = 0.5 \text{alt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_{y,ed} / (\chi, \lambda_t \cdot M_{pl,y,rd})] (M_{z,ed} / M_{pl,z,rd}) =$$

$$= 0.5 \times 0.998 \times 0.970^2 [316.5 / (0.933 \times 1089.5)] (0.0 / 109.3) = 0.000$$

$$C_{yy} = 1 + (1.144 - 1) [(2 - 1.6 \times 0.955^2 \times 1.200 / 1.144 - 1.6 \times 0.955^2 \times 1.200^2 / 1.144) \times 0.021 - 0.000] = 0.996$$

$$C_{yy} > 3069.0 \times 10^3 / 3512.0 \times 10^3 = 0.874, C_{yy} = 0.996$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14.0 C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{\max}^2 / w_y^5) n_{pl} - \text{dlt}] > 0.6 \sqrt{w_y / w_z} (W_{el,y} / W_{pl,y}) \quad (\text{Annessi A, T.A.1})$$

$$\text{dlt} = 2 \text{alt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_{y,ed} / (C_{my} \cdot \chi, \lambda_t \cdot M_{pl,y,rd})] [M_{z,ed} / (C_{mz} \cdot M_{pl,z,rd})] =$$

$$= 20.998 \times [0.970 / (0.1 + 1.199^4)] [316.5 / (0.955 \times 0.933 \times 1089.5)] [0.0 / (0.000 \times 109.3)] = 0.000$$

$$C_{zy} = 1 + (1.144 - 1) [(2 - 14.0 \times 0.955^2 \times 1.200^2 / 1.144^5) \times 0.021 - 0.000] = 0.978$$

$$C_{zy} > 0.6 \sqrt{1.144 / 1.500} (3069.0 \times 10^3 / 3512.0 \times 10^3) = 0.458, C_{zy} = 0.978$$

$C_{yy}=0.996, C_{zy}=0.978$ (Annessi A, T.A.1)

$k_{yy}=0.955 \times 1.000 \times 1.000 / (1 - 116.90 / 76339.0) \times (1 / 0.996) = 0.960$

$k_{zy}=0.955 \times 1.000 \times 0.984 / (1 - 116.90 / 76339.0) \times (1 / 0.978) \times 0.6 \times \sqrt{(1.144 / 1.500)} = 0.504$

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) =$ (EC3 Eq.6.61)

$116.9 / (0.984 \times 5538.0 / 1.00) + 0.960 \times 316.5 / (0.933 \times 1246.8 / 1.00) = 0.021 + 0.261 = 0.283$

$0.283 < 1.000$, La verifica è soddisfatta

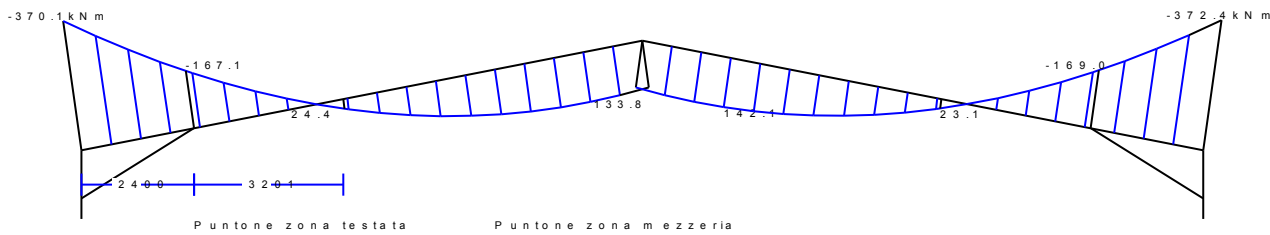
$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,ed} / (\chi_{LT} \cdot M_{y,rk} / \gamma_{M1}) =$ (EC3 Eq.6.62)

$116.9 / (0.479 \times 5538.0 / 1.00) + 0.504 \times 316.5 / (0.933 \times 1246.8 / 1.00) = 0.044 + 0.137 = 0.181$

$0.181 < 1.000$, La verifica è soddisfatta

14. Verifica puntone (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6)

C . C . 2 0 2 M o m e n t i f l e t t e n t i k N m**Profilo : IPE 500-S 355****Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1**

Ned = 82.4 kN
 Ved = 74.2 kN
 Myed = 169.0 kNm, Mzed = 0.0 kNm
 Myed = 142.4 kNm (in mezzeria)
 Myed = -169.0 kNm (a inizio tratto rastremato)
 Myed = -343.8 kNm (a fine tratto rastremato)
 Myed = -372.4 kNm (in asse pilastro)

Valori massimi di progetto Contizioni di sollevamento del puntone: C.C. 210: 1.00Gk+1.50Qw1

Ned = 2.4 kN
 Ved = 13.8 kN
 Myed = -35.5 kNm

Valori massimi di progetto per carichi sismici

Ned = 32.4 kN
 Ved = 33.8 kN
 Myed = 105.4 kNm, Mzed = 0.0 kNm
 Myed = 105.4 kNm (a inizio tratto rastremato)
 Myed = 128.5 kNm (a fine tratto rastremato)

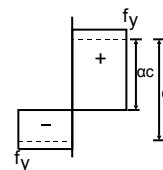
14.1. Classificazione delle sezioni, Puntone

(EN1993-1-1, §5.5)

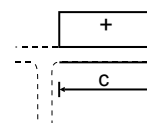
Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma = N_{ed}/A_{el} \pm M_{yed}/W_{el,y} \pm M_{zed}/W_{el,z}$
 $\sigma = [10^{-3}]82/11550 \pm [10^{-6}]169/1928.0 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/214.2 \times 10^3$
 $\sigma_1 = 95 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -81 \text{ N/mm}^2$ (compressione positiva)

Anima

$c = 500.0 - 2 \times 16.0 - 2 \times 21.0 = 426.0 \text{ mm}$, $t = 10.2 \text{ mm}$, $c/t = 426.0/10.2 = 41.76$
 S 355, $t = 10.2 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 Posizione dell'asse neutro per Flessione e compressione
 $N_{ed}/(2t \cdot f_y/\gamma_{M0}) = 82400/(2 \times 10.2 \times 355/1.00) = 11.4 \text{ mm}$
 $\alpha = (426.0/2 + 11.4)/426.0 = 0.527 > 0.5$
 $c/t = 41.76 \leq 396 \times 0.81 / (13 \times 0.527 - 1) = 54.86$
 L'anima è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**Ala**

$c = 200.0/2 - 10.2/2 - 21.0 = 73.9 \text{ mm}$, $t = 16.0 \text{ mm}$, $c/t = 73.9/16.0 = 4.62$
 S 355, $t = 16.0 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$
 $c/t = 4.62 \leq 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$
 L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**La classificazione complessiva della sezione è Classe 1, Flessione e compressione $N_{c,ed} + M_{y,ed}$**

14.2. Resistenza della sezione, Puntone (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6.2)

Stato limite ultimo, Verifica della compressione

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2
Nc.ed= 83.50 kN

Resistenza a Compressione $N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 11550 \times 355 / 1.00 = 4100.25 \text{ kN}$
 $N_{ed} = 83.50 \text{ kN} < 4100.25 \text{ kN} = N_{c,rd} = N_{plrd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica del momento a flessione y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

My.ed=169.00 kNm

Resistenza a flessione $M_{ply,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 2194.0 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 778.87 \text{ kNm}$
 $M_{y,ed} = 169.00 \text{ kNm} < 778.87 \text{ kNm} = M_{y,rd} = M_{ply,rd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica del taglio z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Vz.ed= 74.20 kNm

$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 11550 - 2 \times 200.0 \times 16.0 + (10.2 + 2 \times 21.0) \times 16.0 = 5985 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)
 $A_v = 5985 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (500.0 - 2 \times 16.0) \times 10.2 = 1.00 \times 484.0 \times 10.2 = 4937 \text{ mm}^2$
 Resistenza a Taglio plastica $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 5985 \times (355 / 1.73) / 1.00 = 1226.72 \text{ kN}$
 $V_{z,ed} = 74.20 \text{ kN} < 1226.72 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}$, La verifica è soddisfatta

$h_w / t_w = (500.0 - 2 \times 16.0) / 10.2 = 484.0 / 10.2 = 47.45 < \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)

S 355, $t = 10.2 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$

La verifica di instabilità per taglio non è necessaria (EC3 §6.2.6.6)

Stato limite ultimo, Verifica delle forze assiali, tagli e flessione

(EN1993-1-1, §6.2.9)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

N.ed= 82.40kN (Compressione), Vz.ed= 74.20kNm, My.ed= 169.00kN

$N_{plrd} = 4100.25 \text{ kN}$, $M_{pl,y,rd} = 778.87 \text{ kNm}$, $V_{pl,z,rd} = 1226.72 \text{ kN}$

$N_{ed} = 82.40 \text{ kN} \leq 0.25 \times 4100.25 = 0.25 \times N_{plrd} = 1025.06 \text{ kN}$

$N_{ed} = 82.40 \text{ kN} \leq [10^{-3}] \times 0.5 \times 484.0 \times 10.2 \times 355 / 1.00 = 0.5 h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 876.28 \text{ kN}$

$n = N_{ed} / N_{plrd} = 82 / 4100 = 0.020$

L'effetto della forza assiale è trascurato (EC3 §6.2.9.1 Eq.6.33, Eq.6.34, Eq.6.35)

$V_{ed} = 74.20 \text{ kN} \leq 0.50 \times 1226.72 = 0.50 \times V_{pl,rd} = 613.36 \text{ kN}$

L'effetto del taglio è trascurato (EC3 §6.2.8.2)

$M_{y,ed} = 169.00 \text{ kNm} < 778.87 \text{ kNm} = M_{ply,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.3. Resistenza all'instabilità, Puntone zona mezzzeria (Stato limite ultimo)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Ned = 82.4 kN

Ved = 95.4 kN

Myed = 142.1 kNm, Mzed = 0.0 kNm

Lunghezza puntone $L_r = \sqrt{[(24000/2)^2 + (7000 - 5000)^2]} = 12042 \text{ mm}$

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano

$\alpha_{cr} = 46.15$, $N_{ed} = 82.4 \text{ kN}$, $L_{cr,y} = \pi \sqrt{[EI / \alpha_{cr} \cdot N_{ed}]} \geq L_r = 12042 \text{ mm}$

$L_{cr,y} = \pi \sqrt{[210000 \times 482.00 \times 10^6 / (46.15 \times 82.4 \times 10^3)]} = 16204 \text{ mm}$, $L_{cr,y} = 16204 \text{ mm}$

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano $L_{cr,y} = 16204 \text{ mm}$ (Lunghezza del sistema)

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità fuori-piano $L_{cr,z} = 3000 \text{ mm}$ (Passo arcarecci)

14.4. Stabilità flessurale, Puntone zona mezzzeria (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Lunghezze libere di inflessione: $L_{cr,y} = 1.346 \times 12042 = 16204 \text{ mm}$, $L_{cr,z} = 0.249 \times 12042 = 3000 \text{ mm}$

Snellezza non-dimensionale (Classe della sezione: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

$\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (16204 / 204.3) \times (1 / 76.06) = 1.043$

$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (3000 / 43.1) \times (1 / 76.06) = 0.916$

$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93.9 \epsilon = 76.06$, $\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0.81$

$$h/b=500/200=2.50 > 1.20, \quad t_f=16.0\text{mm} \leq 40 \text{ mm}$$

y-y curva di stabilità: a, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_y=0.21, \chi_y=0.636$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$$\Phi_y=0.5[1+\alpha_y(\bar{\lambda}_y-0.2)+\bar{\lambda}_y^2]=0.5x[1+0.21x(1.043-0.2)+1.043^2]=1.132$$

$$\chi_y=1/[\Phi_y+\sqrt{(\Phi_y^2-\bar{\lambda}_y^2)}]=1/[1.132+\sqrt{(1.132^2-1.043^2)}]=0.636 \leq 1 \quad \chi_y=0.636$$

z-z curva di stabilità: b, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_z=0.34, \chi_z=0.651$

$$\Phi_z=0.5[1+\alpha_z(\bar{\lambda}_z-0.2)+\bar{\lambda}_z^2]=0.5x[1+0.34x(0.916-0.2)+0.916^2]=1.041$$

$$\chi_z=1/[\Phi_z+\sqrt{(\Phi_z^2-\bar{\lambda}_z^2)}]=1/[1.041+\sqrt{(1.041^2-0.916^2)}]=0.651 \leq 1 \quad \chi_z=0.651$$

Coefficiente di riduzione $\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda}^2)}], \chi \leq 1.0, \Phi=0.5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2], \chi=0.63$ (EC3 Eq.6.49)

$$N_{b,rd}=\chi \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.636x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2607.76\text{kN} \quad (\text{EC3 Eq.6.47})$$

$N_{c,ed}=82.44 \text{ kN} < 2607.76 \text{ kN} = N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.5. Stabilità flesso-torsionale, Puntone zona mezzeria (EN1993-1-1, §6.3.2)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Momento critico elastico per stabilità flesso-torsionale (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 AnnessiC)

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$$M_{cr}=C1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j)^2]} - (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j) \}$$

$$G=E/(2(1+\nu))=210000/(2(1+0.30))=80769=8.1x10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$k \cdot L=3000\text{mm}, \quad z_g=h/2=500/2=250\text{mm}, \quad z_j=0\text{mm} \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$kz=1.0, \quad kw=1.0, \quad \psi=1.000, \quad C1=1.000, \quad C2=0.000, \quad C3=0.000 \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$M_{cr}=[10^{-6}]1.000x[\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6/3000^2]$$

$$x\{ [1.0x(1249.4x10^9/21.420x10^6)$$

$$+3000^2x8.1x10^4x0.893x10^6/(\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6)]^{0.5} \} = 1332.3 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt}=\sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y/M_{cr})}=\sqrt{([10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1332.3)}=0.765 \quad (\text{EC3 Eq.6.56})$$

$h/b=500/200=2.50 > 2.00$ curva di stabilità: c

Coefficiente di imperfezione: $\alpha_{lt}=0.49, \beta=0.75, \chi_{lt}=0.786$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4)

$$\Phi_{lt}=0.5[1+\alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt}-0.2)+\bar{\lambda}_{lt}^2]=0.5x[1+0.49x(0.765-0.40)+0.75x0.765^2]=0.809$$

$$\chi_{lt}=1/[\Phi_{lt}+\sqrt{(\Phi_{lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{lt}^2)}]=1/[0.809+\sqrt{(0.809^2-0.75x0.809^2)}]=0.786$$

Coefficiente di riduzione $\chi_{lt}=1/[\Phi_{lt}+\sqrt{(\Phi_{lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{lt}^2)}], \chi_{lt} \leq 1.0, 1/\bar{\lambda}_{lt}^2, \chi_{lt}=0$. (Eq.6.57)

$$\chi_{lt,mod}=\chi_{lt}/f, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1/\bar{\lambda}_{lt}^2=1/0.765^2=1.71 \quad (\text{EC3 §6.3.2.3(2), Eq.6.58})$$

$$K_c=1.00 \quad (\text{EC3 Tab.6.6})$$

$$f=1-0.5(1-k_c)[1-2.0(\bar{\lambda}_{lt}-0.8)^2]=1-0.5x(1-1.000)[1-2.0x(0.765-0.8)^2]=1.000, \quad f \leq 1.0$$

$$\chi_{lt,mod}=\chi_{lt}/f=0.786/1.000=0.786, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1.0, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1.71, \quad \chi_{lt,mod}=0.786$$

$$M_{b,rd}=\chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.786x[10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1.00=612.19\text{kNm} \quad (\text{EC3 Eq.6.55})$$

$M_{y,ed}=142.14 \text{ kNm} < 612.19 \text{ kNm} = M_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.6. Forza assiale e momento a flessione, Puntone zona mezzeria (EN1993-1-1, §6.3.3)

$$N_{ed}/(\chi_y \cdot N_{rk}/\gamma_{M1})+k_{yy} \cdot M_{y,ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq.6.61})$$

$$N_{ed}/(\chi_z \cdot N_{rk}/\gamma_{M1})+k_{zy} \cdot M_{y,ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq.6.62})$$

$$N_{rk}=A \cdot f_y=[10^{-3}]x11550x355=4100.2 \text{ kN} \quad (\text{Tab.6.7})$$

$$M_{y,rk}=W_{pl,y} \cdot f_y=[10^{-6}]x2194.0x10^3x355=778.9 \text{ kNm}$$

$$\chi_y \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}=\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.636x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2607.8\text{kN}$$

$$\chi_z \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}=\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.651x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2669.3\text{kN}$$

$$\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}=\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.786x[10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1.00=612.2\text{kNm}$$

Coefficienti di interazione, Metodo di calcolo: Metodo 1 Annessi A (EC3 AnnessiA)

$$k_{yy}=C_{m,y} \cdot C_{m,LT}(\mu_y/(1-N_{ed}/N_{cr,y}))(1/C_{yy}), \quad \mu_y=(1-N_{ed}/N_{cr,y})/(1-\chi_y \cdot N_{ed}/N_{cr,y}) \quad (\text{EC3 Tab.A.1})$$

$$k_{zy}=C_{m,y} \cdot C_{m,LT}(\mu_z/(1-N_{ed}/N_{cr,y}))(1/C_{zy})0.60\sqrt{(w_y/w_z)}, \quad \mu_z=(1-N_{ed}/N_{cr,z})/(1-\chi_z \cdot N_{ed}/N_{cr,z})$$

$$N_{cr,y}=\pi^2 EI_y/l_{cr,y}^2=3.14^2x[10^{-3}]x210000x482.00x10^6/16204^2=3805 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z}=\pi^2 EI_z/l_{cr,z}^2=3.14^2x[10^{-3}]x210000x21.420x10^6/3000^2=4933 \text{ kN}$$

$$N_{cr,t}=(1/i_p^2)x(G \cdot I_t + \pi^2 EI_w/L_{cr,t}^2) \quad (\text{EC3 NCCI SN003b-EN-EU})$$

$$N_{cr,t}=[10^{-3}]x(1/209^2)[80769x0.893x10^6+\pi^2x210000x1249.4x10^9/4037^2]=5300 \text{ kN}$$

$$\mu_y=(1-N_{ed}/N_{cr,y})/(1-\chi_y \cdot N_{ed}/N_{cr,y})=(1-82.4/3805)/(1-0.636x82.4/3805)=0.992$$

$$\mu_z=(1-N_{ed}/N_{cr,z})/(1-\chi_z \cdot N_{ed}/N_{cr,z})=(1-82.4/4933)/(1-0.651x82.4/4933)=0.994$$

$$alt=1-I_t/I_y > 0=1-0.893x10^6/482.00x10^6=0.998 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$wy = Wpl, y / Wel, y \leq 1.50$, $wy = 2.194 \times 10^6 / 1.928 \times 10^6 = 1.138 \leq 1.50$ (EC3 Annessi A.1)
 $wz = Wpl, z / Wel, z \leq 1.50$, $wz = 0.336 \times 10^6 / 0.214 \times 10^6 = 1.568 > 1.50$, $wz = 1.50$
 $npl = Ned / (Nrk / \gamma M1) = 82.44 / (4100.20 / 1.00) = 0.020$

$\bar{\lambda}_{max} = \max(1.043, 0.916) = 1.040$ (EC3 Annessi A.1)

$Mcr, o = (1.00 / 1.00) \times 1332.30 = 1332.3$, $C1 = 1.00$

$\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 2194.0 \times 10^3 \times 355 / 1332.3)} = 0.760$

$\bar{\lambda}_o, \lim = 0.2 \sqrt{C1 [(1 - Ned / Ncr, z) (1 - Ned / Ncr, t)]^{0.25}}$ (EC3 Annessi A.1)

$\bar{\lambda}_o, \lim = 0.2 \sqrt{1.000 [(1 - 82.4 / 4933) (1 - 82.4 / 5300)]^{0.25}} = 0.198$

$\varepsilon_y = (My, ed / Ned) (A / Wel) = ([10^3] \times 142.14 / 82.44) \times (11550.0 / 1928.0 \times 10^3) = 10.33$

$Cmy, o = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \times (82.44 / 3805.0) = 1.005$, ($\psi = 1.00$) (EC3 Annessi A, T.A.1)

$\bar{\lambda}_o = 0.760 > \bar{\lambda}_o, \lim = 0.198$

$Cmy = Cmy, o + (1 - Cmy, o) (\sqrt{\varepsilon_y \cdot alt}) / (1 + \sqrt{\varepsilon_y \cdot alt}) =$

$= 1.005 + (1 - 1.005) \times (\sqrt{10.329 \times 0.998}) / (1 + \sqrt{10.329 \times 0.998}) = 1.001$

$Cmlt = Cmy^2 \cdot alt / \sqrt{[(1 - Ned / Ncr, z) (1 - Ned / Ncr, t)]} \geq 1$

$Cmlt = 1.001^2 \times 0.998 / \sqrt{[(1 - 82.4 / 4933.0) (1 - 82.4 / 5300.0)]} = 1.016$, $Cmlt = 1.016$

$Cyy = 1 + (wy - 1) [(2 - 1.6Cmy^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} / wy - 1.6Cmy^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 / wy) npl - blt] \geq Wel, y / Wpl, y$ (Annessi A, T.A.1)

$blt = 0.5 alt \cdot \bar{\lambda}_o^2 [My, ed / (\chi, lt \cdot Mpl, y, rd)] (Mz, ed / Mpl, z, rd) =$

$= 0.5 \times 0.998 \times 0.760^2 [0.0 / (0.786 \times 684.4)] (0.0 / 76.0) = 0.000$

$Cyy = 1 + (1.138 - 1) [(2 - 1.6 \times 1.001^2 \times 1.040 / 1.138 - 1.6 \times 1.001^2 \times 1.040^2 / 1.138) \times 0.020 - 0.000] = 0.997$

$Cyy \geq 1928.0 \times 10^3 / 2194.0 \times 10^3 = 0.879$, $Cyy = 0.997$

$Czy = 1 + (wy - 1) [(2 - 14.0Cmy^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 / wy^5) npl - dlt] \geq 0.6 \sqrt{(wy / wz) (Wel, y / Wpl, y)}$ (Annessi A, T.A.1)

$dlt = 2 alt \cdot [\bar{\lambda}_o / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4)] [My, ed / (Cmy \cdot \chi, lt \cdot Mpl, y, rd)] [Mz, ed / (Cmz \cdot Mpl, z, rd)] =$

$= 20.998 \times [0.760 / (0.1 + 0.916^4)] [0.0 / (1.001 \times 0.786 \times 684.4)] [0.0 / (0.000 \times 76.0)] = 0.000$

$Czy = 1 + (1.138 - 1) [(2 - 14.0 \times 1.001^2 \times 1.040^2 / 1.138^5) 0.020 - 0.000] = 0.984$

$Czy \geq 0.6 \sqrt{(1.138 / 1.500) (1928.0 \times 10^3 / 2194.0 \times 10^3)} = 0.459$, $Czy = 0.984$

$Cyy = 0.997$, $Czy = 0.984$ (Annessi A, T.A.1)

$kyy = 1.001 \times 1.016 \times 0.992 / (1 - 82.44 / 3805.0) \times (1 / 0.997) = 1.034$

$kzy = 1.001 \times 1.016 \times 0.994 / (1 - 82.44 / 3805.0) \times (1 / 0.984) \times 0.6 \times \sqrt{(1.138 / 1.500)} = 0.549$

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

$Ned / (\chi_y \cdot Nrk / \gamma M1) + kyy \cdot My, ed / (\chi_{LT} \cdot My, rk / \gamma M1) =$ (EC3 Eq.6.61)

$82.4 / (0.636 \times 4100.2 / 1.00) + 1.034 \times 142.1 / (0.786 \times 778.9 / 1.00) = 0.032 + 0.240 = 0.272$

$0.272 < 1.000$, La verifica è soddisfatta

$Ned / (\chi_z \cdot Nrk / \gamma M1) + kzy \cdot My, ed / (\chi_{LT} \cdot My, rk / \gamma M1) =$ (EC3 Eq.6.62)

$82.4 / (0.651 \times 4100.2 / 1.00) + 0.549 \times 142.1 / (0.786 \times 778.9 / 1.00) = 0.031 + 0.127 = 0.158$

$0.158 < 1.000$, La verifica è soddisfatta

14.7. Resistenza all'instabilità, Puntone zona testata (Stato limite ultimo)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Ned = 91.4 kN

Ved = 95.4 kN

Myed = 169.0 kNm, Mzed = 0.0 kNm

Lunghezza puntone $Lr = \sqrt{[(24000/2)^2 + (7000 - 5000)^2]} = 12042$ mm

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano $Lcr, y = 16204$ mm (Lunghezza del sistema)

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità fuori-piano $Lcr, z = 3201$ mm (Vincoli torsionali dei puntoni)

14.8. Stabilità flessurale, Puntone zona testata (Stato limite ultimo) (EN1993-1-1, §6.3.1)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Lunghezze libere di inflessione: $Lcr, y = 1.346 \times 12042 = 16204$ mm, $Lcr, z = 0.266 \times 12042 = 3201$ mm

Snellezza non-dimensionale (Classe della sezione: 1) (EC3 §6.3.1.3)

$\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot fy / Ncr, y)} = (Lcr, y / iy) \cdot (1 / \lambda_1) = (16204 / 204.3) \times (1 / 76.06) = 1.043$

$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot fy / Ncr, z)} = (Lcr, z / iz) \cdot (1 / \lambda_1) = (3201 / 43.1) \times (1 / 76.06) = 0.977$

$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / fy)} = 93.9 \varepsilon = 76.06$, $\varepsilon = \sqrt{(235 / fy)} = 0.81$

$$h/b=500/200=2.50 > 1.20, \quad t_f=16.0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

y-y curva di stabilità: a, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_y=0.21, \chi_y=0.636$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$$\Phi_y=0.5[1+\alpha_y(\bar{\lambda}_y-0.2)+\bar{\lambda}_y^2]=0.5x[1+0.21x(1.043-0.2)+1.043^2]=1.132$$

$$\chi_y=1/[\Phi_y+\sqrt{(\Phi_y^2-\bar{\lambda}_y^2)}]=1/[1.132+\sqrt{(1.132^2-1.043^2)}]=0.636 \leq 1 \quad \chi_y=0.636$$

z-z curva di stabilità: b, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_z=0.34, \chi_z=0.612$

$$\Phi_z=0.5[1+\alpha_z(\bar{\lambda}_z-0.2)+\bar{\lambda}_z^2]=0.5x[1+0.34x(0.977-0.2)+0.977^2]=1.109$$

$$\chi_z=1/[\Phi_z+\sqrt{(\Phi_z^2-\bar{\lambda}_z^2)}]=1/[1.109+\sqrt{(1.109^2-0.977^2)}]=0.612 \leq 1 \quad \chi_z=0.612$$

Coefficiente di riduzione $\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda}^2)}], \chi \leq 1.0, \Phi=0.5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2], \chi=0.61$ (EC3 Eq.6.49)

$$N_{b,rd}=\chi \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.612x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2509.35 \text{ kN} \quad (\text{EC3 Eq.6.47})$$

$N_{c,ed}=91.40 \text{ kN} < 2509.35 \text{ kN} = N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.9. Stabilità flessione-torsionale, Puntone zona testata (EN1993-1-1, §6.3.2)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Momento critico elastico per stabilità flessione-torsionale (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 AnnessiC)

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$$M_{cr}=C1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j)^2]} - (C2 \cdot z_g - C3 \cdot z_j) \}$$

$$G=E/(2(1+\nu))=210000/(2(1+0.30))=80769=8.1x10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$k \cdot L=3201 \text{ mm}, \quad z_g=h/2=500/2=250 \text{ mm}, \quad z_j=0 \text{ mm} \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$kz=1.0, \quad kw=1.0, \quad \psi=-0.137, \quad C1=2.044, \quad C2=0.000, \quad C3=0.000 \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$M_{cr}=[10^{-6}]2.044x[\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6/3201^2]$$

$$x\{ [1.0x(1249.4x10^9/21.420x10^6)$$

$$+3201^2x8.1x10^4x0.893x10^6/(\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6)]^{0.5} \} = 2425.0 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt}=\sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y/M_{cr})}=\sqrt{([10^{-6}]x2194.0x10^3x355/2425.0)}=0.567 \quad (\text{EC3 Eq.6.56})$$

$h/b=500/200=2.50 > 2.00$ curva di stabilità: c

Coefficiente di imperfezione: $\alpha_{lt}=0.49, \beta=0.75, \chi_{lt}=0.905$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4)

$$\Phi_{lt}=0.5[1+\alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt}-0.2)+\bar{\lambda}_{lt}^2]=0.5x[1+0.49x(0.567-0.40)+0.75x0.567^2]=0.661$$

$$\chi_{lt}=1/[\Phi_{lt}+\sqrt{(\Phi_{lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{lt}^2)}]=1/[0.661+\sqrt{(0.661^2-0.75x0.567^2)}]=0.905$$

Coefficiente di riduzione $\chi_{lt}=1/[\Phi_{lt}+\sqrt{(\Phi_{lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{lt}^2)}], \chi_{lt} \leq 1.0, 1/\bar{\lambda}_{lt}^2, \chi_{lt}=0$. (Eq.6.57)

$$\chi_{lt,mod}=\chi_{lt}/f, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1/\bar{\lambda}_{lt}^2=1/0.567^2=3.11 \quad (\text{EC3 §6.3.2.3(2), Eq.6.58})$$

$$K_c=1/(1.33-0.33\psi)=0.727, \quad \psi=-0.14 \quad (\text{EC3 Tab.6.6})$$

$$f=1-0.5(1-K_c)[1-2.0(\bar{\lambda}_{lt}-0.8)^2]=1-0.5x(1-0.727)[1-2.0x(0.567-0.8)^2]=0.878, \quad f \leq 1.0$$

$$\chi_{lt,mod}=\chi_{lt}/f=0.905/0.878=1.030, \quad \chi_{lt,mod} \leq 1.0, \quad \chi_{lt,mod} \leq 3.11, \quad \chi_{lt,mod}=1.000$$

$$M_{b,rd}=\chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}=1.000x[10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1.00=778.87 \text{ kNm} \quad (\text{EC3 Eq.6.55})$$

$M_{y,ed}=168.97 \text{ kNm} < 778.87 \text{ kNm} = M_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.10. Forza assiale e momento a flessione, Puntone zona testata (EN1993-1-1, §6.3.3)

$$N_{ed}/(\chi_y \cdot N_{rk}/\gamma_{M1})+k_{yy} \cdot M_{y,ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq.6.61})$$

$$N_{ed}/(\chi_z \cdot N_{rk}/\gamma_{M1})+k_{zy} \cdot M_{y,ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}) \leq 1 \quad (\text{EC3 Eq.6.62})$$

$$N_{rk}=A \cdot f_y=[10^{-3}]x11550x355=4100.2 \text{ kN} \quad (\text{Tab.6.7})$$

$$M_{y,rk}=W_{pl,y} \cdot f_y=[10^{-6}]x2194.0x10^3x355=778.9 \text{ kNm}$$

$$\chi_y \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}=\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.636x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2607.8 \text{ kN}$$

$$\chi_z \cdot N_{rk}/\gamma_{M1}=\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.612x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2509.4 \text{ kN}$$

$$\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}/\gamma_{M1}=\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}=1.000x[10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1.00=778.9 \text{ kNm}$$

Coefficienti di interazione, Metodo di calcolo: Metodo 1 Annessi A (EC3 AnnessiA)

$$k_{yy}=C_{m,y} \cdot C_{m,LT}(\mu_y/(1-N_{ed}/N_{cr,y}))(1/C_{yy}), \quad \mu_y=(1-N_{ed}/N_{cr,y})/(1-\chi_y \cdot N_{ed}/N_{cr,y}) \quad (\text{EC3 Tab.A.1})$$

$$k_{zy}=C_{m,y} \cdot C_{m,LT}(\mu_z/(1-N_{ed}/N_{cr,y}))(1/C_{zy})0.60\sqrt{(w_y/w_z)}, \quad \mu_z=(1-N_{ed}/N_{cr,z})/(1-\chi_z \cdot N_{ed}/N_{cr,z})$$

$$N_{cr,y}=\pi^2 EI_y/l_{cr,y}^2=3.14^2x[10^{-3}]x210000x482.00x10^6/16204^2=3805 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z}=\pi^2 EI_z/l_{cr,z}^2=3.14^2x[10^{-3}]x210000x21.420x10^6/3201^2=4333 \text{ kN}$$

$$N_{cr,t}=(1/i_p^2)x(G \cdot I_t + \pi^2 EI_w/L_{cr,t}^2) \quad (\text{EC3 NCCI SN003b-EN-EU})$$

$$N_{cr,t}=[10^{-3}]x(1/209^2)[80769x0.893x10^6+\pi^2x210000x1249.4x10^9/4308^2]=4856 \text{ kN}$$

$$\mu_y=(1-N_{ed}/N_{cr,y})/(1-\chi_y \cdot N_{ed}/N_{cr,y})=(1-91.4/3805)/(1-0.636x91.4/3805)=0.991$$

$$\mu_z=(1-N_{ed}/N_{cr,z})/(1-\chi_z \cdot N_{ed}/N_{cr,z})=(1-91.4/4333)/(1-0.612x91.4/4333)=0.992$$

$$\alpha_{lt}=1-I_t/I_y > 0=1-0.893x10^6/482.00x10^6=0.998 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$w_y = W_{pl,y} / W_{el,y} \leq 1.50, \quad w_y = 2.194 \times 10^6 / 1.928 \times 10^6 = 1.138 \leq 1.50 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$w_z = W_{pl,z} / W_{el,z} \leq 1.50, \quad w_z = 0.336 \times 10^6 / 0.214 \times 10^6 = 1.568 > 1.50, \quad w_z = 1.50$$

$$n_{pl} = N_{ed} / (N_{rk} / \gamma_{M1}) = 91.40 / (4100.20 / 1.00) = 0.022$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(1.043, 0.977) = 1.040 \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$M_{cr,o} = (1.00 / 2.04) \times 2425.00 = 1186.3, \quad C_1 = 1.00$$

$$\bar{\lambda}_o = \sqrt{([10^{-6}] \times 2194.0 \times 10^3 \times 355 / 1186.3)} = 0.810$$

$$\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.2 \sqrt{C_1 [(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]^{0.25}} \quad (\text{EC3 Annessi A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.2 \sqrt{2.044 [(1 - 91.4 / 4333) (1 - 91.4 / 4856)]^{0.25}} = 0.283$$

$$\varepsilon_y = (M_y, ed / N_{ed}) (A / W_{el}) = ([10^3] \times 168.97 / 91.40) \times (11550.0 / 1928.0 \times 10^3) = 11.07$$

$$C_{m,y,o} = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \times (91.40 / 3805.0) = 0.757, \quad (\psi = -0.14) \quad (\text{EC3 Annessi A, T.A.1})$$

$$\bar{\lambda}_o = 0.810 > \bar{\lambda}_o, \text{lim} = 0.283$$

$$C_{m,y} = C_{m,y,o} + (1 - C_{m,y,o}) (\sqrt{\varepsilon_y \cdot \text{alt}}) / (1 + \sqrt{\varepsilon_y \cdot \text{alt}}) =$$

$$= 0.757 + (1 - 0.757) \times (\sqrt{11.075 \times 0.998}) / (1 + \sqrt{11.075 \times 0.998}) = 0.944$$

$$C_{m,lt} = C_{m,y} \cdot \text{alt} / \sqrt{[(1 - N_{ed} / N_{cr,z}) (1 - N_{ed} / N_{cr,t})]} \geq 1$$

$$C_{m,lt} = 0.944^2 \times 0.998 / \sqrt{[(1 - 91.4 / 4333.0) (1 - 91.4 / 4856.0)]} = 0.907, \quad C_{m,lt} = 1.000$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 1.6 C_{m,y}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} / w_y - 1.6 C_{m,y}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y) n_{pl} - b_{lt}] \geq W_{el,y} / W_{pl,y} \quad (\text{Annessi A, T.A.1})$$

$$b_{lt} = 0.5 \text{alt} \cdot \bar{\lambda}_o^2 [M_y, ed / (\chi_{lt} \cdot M_{pl,y}, rd)] (M_z, ed / M_{pl,z}, rd) =$$

$$= 0.5 \times 0.998 \times 0.810^2 [0.0 / (1.000 \times 684.4)] (0.0 / 76.0) = 0.000$$

$$C_{yy} = 1 + (1.138 - 1) [(2 - 1.6 \times 0.944^2 \times 1.040 / 1.138 - 1.6 \times 0.944^2 \times 1.040^2 / 1.138) \times 0.022 - 0.000] = 0.998$$

$$C_{yy} \geq 1928.0 \times 10^3 / 2194.0 \times 10^3 = 0.879, \quad C_{yy} = 0.998$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) [(2 - 14.0 C_{m,y}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 / w_y^5) n_{pl} - d_{lt}] \geq 0.6 \sqrt{(w_y / w_z)} (W_{el,y} / W_{pl,y}) \quad (\text{Annessi A, T.A.1})$$

$$d_{lt} = 2 \text{alt} \cdot [\bar{\lambda}_o / (0.1 + \bar{\lambda}_z^4)] [M_y, ed / (C_{m,y} \cdot \chi_{lt} \cdot M_{pl,y}, rd)] [M_z, ed / (C_{m,z} \cdot M_{pl,z}, rd)] =$$

$$= 20.998 \times [0.810 / (0.1 + 0.977^4)] [0.0 / (0.944 \times 1.000 \times 684.4)] [0.0 / (0.000 \times 76.0)] = 0.000$$

$$C_{zy} = 1 + (1.138 - 1) [(2 - 14.0 \times 0.944^2 \times 1.040^2 / 1.138^5) \times 0.022 - 0.000] = 0.985$$

$$C_{zy} \geq 0.6 \sqrt{(1.138 / 1.500)} (1928.0 \times 10^3 / 2194.0 \times 10^3) = 0.459, \quad C_{zy} = 0.985$$

$$C_{yy} = 0.998, \quad C_{zy} = 0.985 \quad (\text{Annessi A, T.A.1})$$

$$k_{yy} = 0.944 \times 1.000 \times 0.991 / (1 - 91.40 / 3805.0) \times (1 / 0.998) = 0.960$$

$$k_{zy} = 0.944 \times 1.000 \times 0.992 / (1 - 91.40 / 3805.0) \times (1 / 0.985) \times 0.6 \times \sqrt{(1.138 / 1.500)} = 0.509$$

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

$$N_{ed} / (\chi_y \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_y, ed / (\chi_{LT} \cdot M_y, rk / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Eq.6.61})$$

$$91.4 / (0.636 \times 4100.2 / 1.00) + 0.960 \times 169.0 / (1.000 \times 778.9 / 1.00) = 0.035 + 0.208 = 0.243$$

$$0.243 < 1.000, \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

$$N_{ed} / (\chi_z \cdot N_{rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_y, ed / (\chi_{LT} \cdot M_y, rk / \gamma_{M1}) = \quad (\text{EC3 Eq.6.62})$$

$$91.4 / (0.612 \times 4100.2 / 1.00) + 0.509 \times 169.0 / (1.000 \times 778.9 / 1.00) = 0.036 + 0.110 = 0.147$$

$$0.147 < 1.000, \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

14.11. Resistenza all'instabilità, Contizioni di sollevamento del puntone (Stato limite ultimo)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 210: 1.00Gk+1.50Qw1

$$N_{ed} = 2.4 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 13.8 \text{ kN}$$

$$M_{y,ed} = 35.5 \text{ kNm}, \quad M_{z,ed} = 0.0 \text{ kNm}$$

$$\text{Lunghezza puntone } l_r = \sqrt{[(24000/2)^2 + (7000 - 5000)^2]} = 12042 \text{ mm}$$

$$\text{Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano } l_{cr,y} = 16204 \text{ mm (Lunghezza del sistema)}$$

$$\text{Lunghezza libera di inflessione, Stabilità fuori-piano } l_{cr,z} = 3201 \text{ mm (Vincoli torsionali dei puntone)}$$

14.12. Stabilità flessurale, Contizioni di sollevamento del puntone (Stato (EN1993-1-1, §6.3.1)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 210: 1.00Gk+1.50Qw1

$$\text{Lunghezze libere di inflessione: } l_{cr,y} = 1.346 \times 12042 = 16204 \text{ mm}, \quad l_{cr,z} = 0.266 \times 12042 = 3201 \text{ mm}$$

$$\text{Snellezza non-dimensionale (Classe della sezione: 1)}$$

(EC3 §6.3.1.3)

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (l_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (16204 / 204.3) \times (1 / 76.06) = 1.043$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (l_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (3201 / 43.1) \times (1 / 76.06) = 0.977$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93.9 \varepsilon = 76.06, \quad \varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0.81$$

$$h/b=500/200=2.50 > 1.20, \quad t_f=16.0\text{mm} \leq 40\text{ mm}$$

y-y curva di stabilità:a, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_y=0.21$, $\chi_y=0.636$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$$\Phi_y=0.5[1+\alpha_y(\bar{\lambda}_y-0.2)+\bar{\lambda}_y^2]=0.5x[1+0.21x(1.043-0.2)+1.043^2]=1.132$$

$$\chi_y=1/[\Phi_y+\sqrt{(\Phi_y^2-\bar{\lambda}_y^2)}]=1/[1.132+\sqrt{(1.132^2-1.043^2)}]=0.636 \leq 1 \quad \chi_y=0.636$$

z-z curva di stabilità:b, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_z=0.34$, $\chi_z=0.612$

$$\Phi_z=0.5[1+\alpha_z(\bar{\lambda}_z-0.2)+\bar{\lambda}_z^2]=0.5x[1+0.34x(0.977-0.2)+0.977^2]=1.109$$

$$\chi_z=1/[\Phi_z+\sqrt{(\Phi_z^2-\bar{\lambda}_z^2)}]=1/[1.109+\sqrt{(1.109^2-0.977^2)}]=0.612 \leq 1 \quad \chi_z=0.612$$

Coefficiente di riduzione $\chi=1/[\Phi+\sqrt{(\Phi^2-\bar{\lambda}^2)}]$, $\chi \leq 1.0$, $\Phi=0.5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$, $\chi=0.61$ (EC3 Eq.6.49)

$$N_{b,rd}=\chi \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.612x[10^{-3}]x11550x355/1.00=2509.35\text{kN} \quad (\text{EC3 Eq.6.47})$$

$N_{c,ed}=2.44\text{ kN} < 2509.35\text{ kN} = N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

14.13. Stabilità flesso-torsionale , Contizioni di sollevamento del puntone (EN1993-1-1, §6.3.2)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 210: 1.00Gk+1.50Qw1

Assestamento verticale laterale

$$k \cdot L=3201\text{mm}, \quad z_g=-250\text{mm}, \quad z_j=0\text{mm} \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$k_z=1.0, \quad k_w=1.0, \quad C_1=1.000, \quad C_2=0.000, \quad C_3=1.000 \quad (\text{EN1993:2002 T.C.1})$$

$$M_{cr}=[10^{-6}]1.000x[\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6/3201^2]$$

$$x\{ [1.0x(1249.4x10^9/21.420x10^6)$$

$$+3201^2x8.1x10^4x0.893x10^6/(\pi^2x2.1x10^5x21.420x10^6)]^{0.5} \} = 1186.4\text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{,lt}=\sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y/M_{cr})}=\sqrt{([10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1186.4)}=0.810 \quad (\text{EC3 Eq.6.56})$$

$h/b=500/200=2.50 > 2.00$ curva di stabilità:c

Coefficiente di imperfezione: $\alpha_{,lt}=0.49$, $\beta=0.75$, $\chi_{,lt}=0.757$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4)

$$\Phi_{,lt}=0.5[1+\alpha_{,lt}(\bar{\lambda}_{,lt}-\bar{\lambda}_{,lto})+\beta\bar{\lambda}_{,lt}^2]=0.5x[1+0.49x(0.810-0.40)+0.75x0.810^2]=0.847$$

$$\chi_{,lt}=1/[\Phi_{,lt}+\sqrt{(\Phi_{,lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{,lt}^2)}]=1/[0.847+\sqrt{(0.847^2-0.75x0.847^2)}]=0.757$$

Coefficiente di riduzione $\chi_{,lt}=1/[\Phi_{,lt}+\sqrt{(\Phi_{,lt}^2-\beta\bar{\lambda}_{,lt}^2)}]$, $\chi_{,lt} \leq 1.0$, $1/\bar{\lambda}_{,lt}^2$, $\chi_{,lt}=0$. (Eq.6.57)

$$\chi_{,lt,mod}=\chi_{,lt}/f, \quad \chi_{,lt,mod} \leq 1, \quad \chi_{,lt,mod} \leq 1/\bar{\lambda}_{,lt}^2=1/0.810^2=1.52 \quad (\text{EC3 §6.3.2.3(2), Eq.6.58})$$

$$K_c=1/(1.33-0.33\psi)=0.752, \quad \psi=0.00 \quad (\text{EC3 Tab.6.6})$$

$$f=1-0.5(1-k_c)[1-2.0(\bar{\lambda}_{,lt}-0.8)^2]=1-0.5x(1-0.752)[1-2.0x(0.810-0.8)^2]=0.876, \quad f \leq 1.0$$

$$\chi_{,lt,mod}=\chi_{,lt}/f=0.757/0.876=0.864, \quad \chi_{,lt,mod} \leq 1.0, \quad \chi_{,lt,mod} \leq 1.52, \quad \chi_{,lt,mod}=0.864$$

$$M_{b,rd}=\chi_{,lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y/\gamma_{M1}=0.864x[10^{-6}]x2194.0x10^3x355/1.00=672.94\text{kNm} \quad (\text{EC3 Eq.6.55})$$

$M_{y,ed}=35.46\text{ kNm} < 672.94\text{ kNm} = M_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

15. Verifica tratto rastremato (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6)

Il tratto rastremato è realizzato tagliando e saldando una sezione IPE 500 - S 355

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

a fine tratto rastremato	a metà tratto rastremato	a inizio tratto rastremato
Ned = 91.4 kN	Ned = 90.7 kN	Ned = 87.9 kN
Ved = 95.4 kN	Ved = 82.9 kN	Ved = 74.2 kN
Myed = 343.8 kNm	Myed = 250.9 kNm	Myed = 169.0 kNm

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità nel-piano Lcr,y=2400mm

Lunghezza libera di inflessione, Stabilità fuori-piano Lcr,z=2400mm

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: Carico sismici

a fine tratto rastremato	a metà tratto rastremato	a inizio tratto rastremato
Ned = 32.4 kN	Ned = 32.4 kN	Ned = 32.4 kN
Ved = 33.8 kN	Ved = 33.8 kN	Ved = 33.8 kN
Myed = 128.5 kNm	Myed = 118.6 kNm	Myed = 105.4 kNm

15.1. Classificazione delle sezioni, a fine tratto rastremato

(EN1993-1-1, §5.5)

Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma = N_{ed}/A_{el} \pm M_{yed}/W_{el.y} \pm M_{zed}/W_{el.z}$

$$\sigma = [10^{-3}]91/16274 \pm [10^{-6}]344/4640.7 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/214.2 \times 10^3$$

$$\sigma_1 = 80 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -68 \text{ N/mm}^2 \text{ (compressione positiva)}$$

Anima

$$c = 1000.0 - 2 \times 16.0 - 2 \times 21.0 = 926.0 \text{ mm}, t = 10.2 \text{ mm}, c/t = 926.0/10.2 = 90.78$$

$$S 355, t = 10.2 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$$

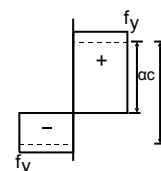
Posizione dell'asse neutro per Flessione e compressione

$$N_{ed}/(2t_w \cdot f_y / \gamma_{M0}) = 91400 / (2 \times 10.2 \times 355 / 1.00) = 12.6 \text{ mm}$$

$$\alpha = (926.0/2 + 12.6) / 926.0 = 0.514 > 0.5$$

$$c/t = 90.78 > 456 \times 0.81 / (13 \times 0.514 - 1) = 65.06$$

L'anima non è classe 1 o 2



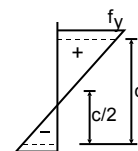
$$\sigma = N_{ed}/A_{el} + M_{yed} \cdot (0.5d)/I_y, \sigma_1 = 74 \text{ N/mm}^2, \sigma_2 = -63 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = -63/74 = -0.850 > -1$$

$$c/t = 90.78 > 42 \times 0.81 / (0.67 + 0.33 \times -0.850) = 87.34$$

L'anima non è classe 3

L'anima è classe 4 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

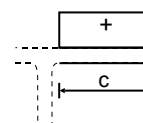
**Ala**

$$c = 200.0/2 - 10.2/2 - 21.0 = 73.9 \text{ mm}, t = 16.0 \text{ mm}, c/t = 73.9/16.0 = 4.62$$

$$S 355, t = 16.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$$

$$c/t = 4.62 \leq 9 \times 0.81 = 7.29$$

L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)

**La classificazione complessiva della sezione è Classe 4, Flessione e compressione Nc,ed + My,ed****Proprietà effettive della sezione di Classe 4**

(EN1993-1-1, §6.2.2.5)

Anima

$$\bar{\lambda}_p = (b/t) / [28.40 \epsilon \sqrt{K\sigma}]$$

(EN1993-1-3, §5.5.2, Eq.5.5, Tab1.5.3)

$$b = d = 926.0 \text{ mm}, t = 10.2 \text{ mm}, \epsilon = 0.81, \psi = 1.00, K\sigma = 4.00, \bar{\lambda}_p = 1.973$$

$$\bar{\lambda}_p = 1.973 > 0.673 \quad \rho = [1 - 0.055(3 + 1.00) / 1.973] / 1.973 = 0.450 \quad (\rho < 1.0), \text{ deff} = \rho \cdot d = 0.450 \times 926 = 417.0 \text{ mm}$$

$$\text{Area efficace } A_{eff} = 16274 - 1 \times (926.0 - 417.0) \times 10.20 = 11081 \text{ mm}^2$$

Anima

$$\bar{\lambda}_p = (b/t) / [28.40 \varepsilon \sqrt{K\sigma}] \quad (\text{EN1993-1-3, §5.5.2, Eq.5.5, Tab1.5.3})$$

$$b=d=926.0\text{mm}, t=10.2\text{mm}, \varepsilon=0.81, \psi=-1.00, K\sigma=23.90, \bar{\lambda}_p=0.807$$

$$\bar{\lambda}_p=0.807 > 0.673 \quad \rho = [1-0.055(3+-1.00)/0.807] / 0.807 = 1.070 \quad (\rho < 1.0), \text{heff} = \rho \cdot d / 2 = 1.000 \times 463 = 463.0 \text{ mm}$$

$$\text{Area efficace } A_{\text{eff}} = 16274 - 1 \times (463.0 - 463.0) \times 10.20 = 16274 \text{ mm}^2$$

$$e_{y277.80} \times (16274 / 16274 - 1) = 0.00 \text{ mm}, I_{y,\text{eff}} = 2320.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulo di resistenza efficace } W_{y,\text{eff}} = 2320.3 \times 10^6 / (1000.0 / 2 + 0.00) = 4640.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

15.2. Resistenza della sezione, a fine tratto rastremato (Stato limite ultim (EN1993-1-1, §6.2)

Proprietà effettive della sezione di Classe 4

(EN1993-1-1, §6.2.2.5)

Anima

$$\bar{\lambda}_p = (b/t) / [28.40 \varepsilon \sqrt{K\sigma}] \quad (\text{EN1993-1-3, §5.5.2, Eq.5.5, Tab1.5.3})$$

$$b=d=926.0\text{mm}, t=10.2\text{mm}, \varepsilon=0.81, \psi=1.00, K\sigma=4.00, \bar{\lambda}_p=1.973$$

$$\bar{\lambda}_p=1.973 > 0.673 \quad \rho = [1-0.055(3+1.00)/1.973] / 1.973 = 0.450 \quad (\rho < 1.0), \text{deff} = \rho \cdot d = 0.450 \times 926 = 417.0 \text{ mm}$$

$$\text{Area efficace } A_{\text{eff}} = 16274 - 1 \times (926.0 - 417.0) \times 10.20 = 11081 \text{ mm}^2$$

Stato limite ultimo, Verifica della compressione

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

Nc.ed= 92.40 kN

$$\text{Resistenza a Compressione } N_{\text{crd}} = A_{\text{eff}} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 11081 \times 355 / 1.00 = 3933.90 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ed}} = 92.40 \text{ kN} < 3933.90 \text{ kN} = N_{\text{crd}}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

Proprietà effettive della sezione di Classe 4

(EN1993-1-1, §6.2.2.5)

Anima

$$\bar{\lambda}_p = (b/t) / [28.40 \varepsilon \sqrt{K\sigma}] \quad (\text{EN1993-1-3, §5.5.2, Eq.5.5, Tab1.5.3})$$

$$b=d=926.0\text{mm}, t=10.2\text{mm}, \varepsilon=0.81, \psi=-1.00, K\sigma=23.90, \bar{\lambda}_p=0.807$$

$$\bar{\lambda}_p=0.807 > 0.673 \quad \rho = [1-0.055(3+-1.00)/0.807] / 0.807 = 1.070 \quad (\rho < 1.0), \text{heff} = \rho \cdot d / 2 = 1.000 \times 463 = 463.0 \text{ mm}$$

$$\text{Area efficace } A_{\text{eff}} = 16274 - 1 \times (463.0 - 463.0) \times 10.20 = 16274 \text{ mm}^2$$

$$e_{y277.80} \times (16274 / 16274 - 1) = 0.00 \text{ mm}, I_{y,\text{eff}} = 2320.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulo di resistenza efficace } W_{y,\text{eff}} = 2320.3 \times 10^6 / (1000.0 / 2 + 0.00) = 4640.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Stato limite ultimo, Verifica del momento a flessione y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

My.ed=343.80 kNm

$$\text{Resistenza a flessione } M_{\text{cy,rd}} = W_{\text{effy}} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 4640.7 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 1647.43 \text{ kNm}$$

$$M_{y,\text{ed}} = 343.80 \text{ kNm} < 1647.43 \text{ kNm} = M_{\text{cy,rd}} = M_{\text{ply,rd}}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

Stato limite ultimo, Verifica del taglio z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

Vz.ed= 95.40 kN

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 16274 - 2 \times 200.0 \times 16.0 + (10.2 + 2 \times 21.0) \times 16.0 = 10709 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC3 §6.2.6.3})$$

$$A_v = 10709 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (1000.0 - 2 \times 16.0) \times 10.2 = 1.00 \times 984.0 \times 10.2 = 10037 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistenza a Taglio plastica } V_{\text{pl,z,rd}} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 10709 \times (355 / 1.73) / 1.00 = 2194.87 \text{ kN}$$

$$V_{z,\text{ed}} = 95.40 \text{ kN} < 2194.87 \text{ kN} = V_{\text{pl,z,rd}}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

$$h_w / t_w = (1000.0 - 2 \times 16.0) / 10.2 = 984.0 / 10.2 = 96.47 > 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \varepsilon / \eta = 58.32 \quad (\eta = 1.00)$$

$$S_{355}, t = 10.2 \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$$

$$\text{La verifica di instabilità per taglio è necessaria} \quad (\text{EC3 §6.2.6.6})$$

Resistenza all'instabilità per taglio

(EC3 EN1993-1-5:2006, §5)

$$\bar{\lambda}_w = (926.0 / 10.2) / (37.4 \times 0.81 \times \sqrt{5.34}) = 1.297, K_t = 5.34 \quad (\text{EC3-1-5 §5, Eq.5.6, A.3})$$

$$\bar{\lambda}_w = 1.297 \geq 1.08, \chi_v = 0.83 / 1.297 = 0.640 \quad (\text{EC3-1-5 Tab.5.1})$$

$$V_{b,\text{rd}} = \chi_v \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) = 0.001 \times 355 \times 0.640 \times 926.0 \times 10.2 / (1.73 \times 1.00) = 1239.04 \text{ kN} \quad (\text{EC3-1-5 Tab.5.1})$$

$$V_{\text{ed}} = 95 \text{ kN} < 1239 = V_{b,\text{rd}} \text{ kN}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

Stato limite ultimo, Verifica delle forze assiali, tagli e flessione (EN1993-1-1, §6.2.9)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1

N.ed= 91.40kN (Compressione), Vz.ed= 95.40kNm, My.ed= 343.80kN

Nplrd=3933.90kN, Mc,y,rd=1647.43kNm, Vpl,z,rd=1239.04kN

Ned=91.40kN <= 0.25x3933.90=0.25xNplrd=983.47kN

Ned=91.40kN <= [10⁻³]x0.5x984.0x10.2x355/1.00=0.5hw·tw·fy/γM0=1781.53 kN

n=Ned/Nplrd=91/3934= 0.023

L'effetto della forza assiale è trascurato (EC3 §6.2.9.1 Eq.6.33, Eq.6.34, Eq.6.35)

Ved=95.40kN <= 0.50x1239.04=0.50xVpl,rd=619.52kN

L'effetto del taglio è trascurato (EC3 §6.2.8.2)

Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma=Ned/A_{eff} \pm Myed/Weff.y \pm Mzed/Weff.z$

$\sigma=[10^{-3}]0/11081 \pm [10^{-6}]344/4640.7 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/214.2 \times 10^3$

$\sigma_1=74 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2=-74 \text{ N/mm}^2$ (compressione positiva)

$\sigma_{x.ed}=74 < 355/1.00=355=f_y/\gamma M_0 \text{ N/mm}^2$, La verifica θ soddisfatta (EC3 Eq.6.43, Eq.6.44)

15.3. Stabilità fuori-piano, a fine tratto rastremato (Stato limite ultimi) (EN1993-1-1, §6.3.2.4)

Controlliamo una sezione a T equivalente per la parte compressa della sezione del tratto rastremato

La sezione a T equivalente è fatta dall'ala inferiore e 1/3 della parte compressa dell'anima

Proprietà della sezione a T equivalente

Altezza della sezione	hf =	167 mm
Larghezza della sezione	bf =	200 mm
Spessore dell'anima	tw =	10.20 mm
Spessore dell'ala	tf =	16.00 mm
Area	Af =	4737 mm ²
Momento di inerzia	If,z =	10.667x10 ⁶ mm ⁴
Raggio di inerzia	if,z =	$\sqrt{(10.667 \times 10^6 / 4737)} = 47.5 \text{ mm}$

Compressione nella sezione a T

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: 1.30xGk+1.50Qs1+0.90Qw2

$N_{ed,f} = N_{ed} \cdot A_f / A + M_{ed} \cdot A_f / W_{el,y} = 91.4 \times 4737 / 16274 + 343.8 \times 4737 \times 10^3 / 4640.7 \times 10^3 = 377.5 \text{ kN}$

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: Carico sismici

$N_{ed,f} = N_{ed} \cdot A_f / A + M_{ed} \cdot A_f / W_{el,y} = 32.4 \times 4737 / 16274 + 128.5 \times 4737 \times 10^3 / 4640.7 \times 10^3 = 140.6 \text{ kN}$

$N_{ed} = \max(377.5, 140.6) = 377.5 \text{ kN}$

$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \sqrt{(A_{eff} / A) / \lambda_1} = (2400 / 47.5) \times (1.000 / 76.06) = 0.665$

f,z-f,z curva di stabilità:c, Coefficiente di imperfezione:αf,z=0.49, χf,(T.6.2,T.6.1, Fig.6.4)

$\Phi_{f,z} = 0.5 [1 + \alpha_{f,z} (\bar{\lambda}_{f,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (0.665 - 0.2) + 0.665^2] = 0.835$

$\chi_{f,z} = 1 / [\Phi_{f,z} + \sqrt{(\Phi_{f,z}^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2)}] = 1 / [0.835 + \sqrt{(0.835^2 - 0.665^2)}] = 0.746 < 1$ χf,z=0.746

$N_{b,rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma M_1 = 0.746 \times 16274 \times 355 / 1.00 = 1254.45 \text{ kN}$ (EC3 Eq.6.47)

$N_{c,ed} = 377.53 \text{ kN} < 1254.45 \text{ kN} = N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

15.4. Classificazione delle sezioni, a metà tratto rastremato

(EN1993-1-1, §5.5)

Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma=Ned/A_{el} \pm Myed/W_{el.y} \pm Mzed/W_{el.z}$

$\sigma=[10^{-3}]91/13724 \pm [10^{-6}]251/3138.1 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/214.0 \times 10^3$

$\sigma_1=87 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2=-73 \text{ N/mm}^2$ (compressione positiva)

Anima

$c=750.0-2 \times 16.0-2 \times 21.0=676.0 \text{ mm}$, $t=10.2 \text{ mm}$, $c/t=676.0/10.2=66.27$

S 355, $t=10.2 \leq 40 \text{ mm}$, $f_y=355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon=(235/355)^{0.5}=0.81$

Posizione dell'asse neutro per Flessione e compressione

$N_{ed} / (2 \cdot t \cdot f_y / \gamma M_0) = 90700 / (2 \times 10.2 \times 355 / 1.00) = 12.5 \text{ mm}$

$\alpha = (676.0 / 2 + 12.5) / 676.0 = 0.519 > 0.5$

$c/t = 66.27 > 456 \times 0.81 / (13 \times 0.519 - 1) = 64.34$

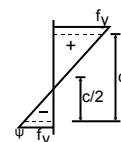
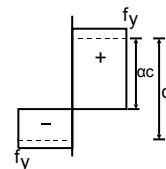
L'anima non è classe 1 o 2

$\sigma = N_{ed} / A \pm My_{ed} \cdot (0.5d) / I_y$, $\sigma_1=79 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2=-65 \text{ N/mm}^2$

$\psi = -65/79 = -0.830 > -1$

$c/t = 66.27 \leq 42 \times 0.81 / (0.67 + 0.33 \times -0.830) = 85.89$

L'anima è classe 3 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



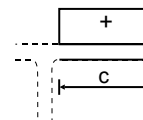
Ala

$$c=200.0/2-10.2/2-21.0=73.9 \text{ mm}, t=16.0 \text{ mm}, c/t=73.9/16.0=4.62$$

$$S \text{ 355}, t=16.0 \leq 40 \text{ mm}, f_y=355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon=(235/355)^{0.5}=0.81$$

$$c/t=4.62 \leq 9\varepsilon=9 \times 0.81=7.29$$

L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



La classificazione complessiva della sezione è Classe 3, Flessione e compressione $N_{c,ed} + M_{y,ed}$

15.5. Resistenza della sezione, a metà tratto rastremato (Stato limite ultim (EN1993-1-1, §6.2)

Stato limite ultimo, Verifica della compressione

(EN1993-1-1, §6.2.4)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: $1.30xG_k+1.50Q_{s1}+0.90Q_{w2}$

$$N_{c,ed}=90.70 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza a Compressione } N_{plrd}=A \cdot f_y/\gamma_{M0}=[10^{-3}] \times 13724 \times 355/1.00=4871.88 \text{ kN}$$

$N_{ed}=90.70 \text{ kN} < 4871.88 \text{ kN} = N_{c,rd}=N_{plrd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica del momento a flessione y-y

(EN1993-1-1, §6.2.5)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: $1.30G_k+1.50Q_{s1}$

$$M_{y,ed}=264.30 \text{ kNm}$$

$$\text{Resistenza a flessione } M_{el,y,rd}=W_{el,y} \cdot f_y/\gamma_{M0}=[10^{-6}] \times 3138.1 \times 10^3 \times 355/1.00=1114.01 \text{ kNm}$$

$M_{y,ed}=264.30 \text{ kNm} < 1114.01 \text{ kNm} = M_{y,rd}=M_{pl,y,rd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica del taglio z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 202: $1.30G_k+1.50Q_{s1}$

$$V_{z,ed}=84.80 \text{ kNm}$$

$$A_v=A-2b \cdot t_f+(t_w+2r)t_f=13724-2 \times 200.0 \times 16.0+(10.2+2 \times 21.0) \times 16.0=8159 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC3 §6.2.6.3})$$

$$A_v=8159 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w=1.00 \times (750.0-2 \times 16.0) \times 10.2=1.00 \times 734.0 \times 10.2=7487 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistenza a Taglio plastica } V_{pl,z,rd}=A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}=[10^{-3}] \times 8159 \times (355/1.73)/1.00=1672.22 \text{ kN}$$

$V_{z,ed}=84.80 \text{ kN} < 1672.22 \text{ kN} = V_{z,rd}=V_{pl,z,rd}$, La verifica è soddisfatta

$$h_w/t_w=(750.0-2 \times 16.0)/10.2=734.0/10.2=71.96 > 72 \times 0.81/1.00=72 \varepsilon/\eta=58.32 \quad (\eta=1.00)$$

$$S \text{ 355}, t=10.2 \leq 40 \text{ mm}, f_y=355 \text{ N/mm}^2, \varepsilon=(235/355)^{0.5}=0.81$$

La verifica di instabilità per taglio è necessaria

(EC3 §6.2.6.6)

Resistenza all'instabilità per taglio

(EC3 EN1993-1-5:2006, §5)

$$\bar{\lambda}_w=(676.0/10.2)/(37.4 \times 0.81 \times \sqrt{5.34})=0.947, K_t=5.34 \quad (\text{EC3-1-5 §5, Eq.5.6, A.3})$$

$$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w=0.947 < 1.08, \chi_v=0.83/0.947=0.877 \quad (\eta=1.00) \quad (\text{EC3-1-5 Tab.5.1})$$

$$V_{b,rd}=\chi_v \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w / (\sqrt{3} \gamma_{M1})=0.001 \times 355 \times 0.877 \times 676.0 \times 10.2 / (1.73 \times 1.00)=1239.04 \text{ kN} \quad (\text{EC3-1-5 Tab.5.1})$$

$V_{ed}=85 \text{ kN} < 1239=V_{b,rd} \text{ kN}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica delle forze assiali, tagli e flessione

(EN1993-1-1, §6.2.9)

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: $1.30xG_k+1.50Q_{s1}+0.90Q_{w2}$

$$N_{ed}=90.70 \text{ kN (Compressione)}, V_{z,ed}=82.90 \text{ kNm}, M_{y,ed}=250.90 \text{ kN}$$

$$N_{plrd}=4871.88 \text{ kN}, M_{el,y,rd}=1114.01 \text{ kNm}, V_{pl,z,rd}=1239.04 \text{ kN}$$

$$N_{ed}=90.70 \text{ kN} \leq 0.25 \times 4871.88=0.25 \times N_{plrd}=1217.97 \text{ kN}$$

$$N_{ed}=90.70 \text{ kN} \leq [10^{-3}] \times 0.5 \times 734.0 \times 10.2 \times 355/1.00=0.5 h_w \cdot t_w \cdot f_y/\gamma_{M0}=1328.91 \text{ kN}$$

$$n=N_{ed}/N_{plrd}=91/4872=0.019$$

L'effetto della forza assiale è trascurato

(EC3 §6.2.9.1 Eq.6.33, Eq.6.34, Eq.6.35)

$$V_{ed}=82.90 \text{ kN} \leq 0.50 \times 1239.04=0.50 \times V_{pl,rd}=619.52 \text{ kN}$$

L'effetto del taglio è trascurato

(EC3 §6.2.8.2)

Sollecitazioni massima e minima della sezione $\sigma=N_{ed}/A_{el} \pm M_{y,ed}/W_{el,y} \pm M_{z,ed}/W_{el,z}$

$$\sigma=[10^{-3}]0/13724 \pm [10^{-6}]251/3138.1 \times 10^3 \pm [10^{-6}]0/214.0 \times 10^3$$

$$\sigma_1=80 \text{ N/mm}^2, \sigma_2=-80 \text{ N/mm}^2 \text{ (compressione positiva)}$$

$$\sigma_{x,ed}=80 < 355/1.00=355=f_y/\gamma_{M0} \text{ N/mm}^2, \text{ La verifica } \theta \text{ soddisfatta}$$

(EC3 Eq.6.42)

15.6. Stabilità fuori-piano, a metà tratto rastremato (Stato limite ulti (EN1993-1-1, §6.3.2.4)

Controlliamo una sezione a T equivalente per la parte compressa della sezione del tratto rastremato. La sezione a T equivalente è fatta dall'ala inferiore e 1/3 della parte compressa dell'anima

Proprietà della sezione a T equivalente

Altezza della sezione	hf =	125 mm
Larghezza della sezione	bf =	200 mm
Spessore dell'anima	tw =	10.20 mm
Spessore dell'ala	tf =	16.00 mm
Area	Af =	4312 mm ²
Momento di inerzia	If,z =	10.667x10 ⁶ mm ⁴
Raggio di inerzia	if,z =	$\sqrt{(10.667 \times 10^6 / 4312)} = 49.7$ mm

Compressione nella sezione a T

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: C.C. 212: $1.30 \times G_k + 1.50 Q_{s1} + 0.90 Q_{w2}$

$$N_{ed,f} = N_{ed} \cdot A_f / A + M_{ed} \cdot A_f / W_{el,y} = 90.7 \times 4312 / 13724 + 231.9 \times 4312 \times 10^3 / 3138.1 \times 10^3 = 347.2 \text{ kN}$$

Valori massimi di progetto. Verifica per il caso dei carichi: Carico sismici

$$N_{ed,f} = N_{ed} \cdot A_f / A + M_{ed} \cdot A_f / W_{el,y} = 32.4 \times 4312 / 13724 + 118.6 \times 4312 \times 10^3 / 3138.1 \times 10^3 = 173.1 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = \max(347.2, 173.1) = 347.2 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (2400 / 49.7) \times (1 / 76.06) = 0.634$$

f,z-f,z curva di stabilità:c, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_{f,z} = 0.49$, $\chi_{f,z}$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$$\Phi_{f,z} = 0.5 [1 + \alpha_{f,z} (\bar{\lambda}_{f,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (0.634 - 0.2) + 0.634^2] = 0.807$$

$$\chi_{f,z} = 1 / [\Phi_{f,z} + \sqrt{(\Phi_{f,z}^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2)}] = 1 / [0.807 + \sqrt{(0.807^2 - 0.634^2)}] = 0.765 < 1 \quad \chi_{f,z} = 0.765$$

$$N_{b,rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.765 \times 13724 \times 355 / 1.00 = 1170.98 \text{ kN}$$

(EC3 Eq.6.47)

$$N_{c,ed} = 347.20 \text{ kN} < 1170.98 \text{ kN} = N_{b,rd}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

Connessioni16. Dati connessione

(EN1993-1-8)

16.1. Dati connessione bulloni (gronda, sommità)

(EN1993-1-8)

Tipo di connessione	Connessione piastra di estremità, bulloni non precaricati	
Categoria della connessione	Categoria A: tipo portante	(EC3-1-8 §3.4.1)
	Categoria D: Non precaricato	(EC3-1-8 §3.4.2)
Piastra di estremità	Spessore $t_p=20$ mm, S 235	
Piastra della connessione Sommità	200x706x20 mm, S 235	
Piastra della connessione Gronda	200x1140x20 mm, S 235	
Bulloni	M24, Classe di resistenza 10.9	
Diametro bulloni	$d = 24$ mm	
Diametro dei fori	$d_o = 26$ mm	
Area nominale	$n d^2/4 = n \times 24^2/4 = 452.4$ mm ²	
Area soggetta alla trazione	$A_s = 353.0$ mm ²	
Classe di resistenza dei bulloni	$10.9, f_{yb}=900$ N/mm ² , $f_{ub}=1000$ N/mm ²	(EC3-1-8 §3.1.1)

16.2. Distanze dal bordo e passo dei bulloni (gronda, sommità)

(EN1993-1-8, §3.5, Tab.3.3)

Distanza minima dal bordo	$e_1=1.2d_o=1.2 \times 26=32$ mm
	$e_2=1.2d_o=1.2 \times 26=32$ mm
Distanza massima dal bordo	$e_1=4t+40=4 \times 19.0+40=117$ mm
	$e_2=4t+40=4 \times 19.0+40=117$ mm
Passo minimo dei bulloni	$p_1=2.2d_o=2.2 \times 26=58$ mm
	$p_2=2.4d_o=2.4 \times 26=63$ mm
Passo massimo dei bulloni	$p_1=\min(14t, 200)=\min(14 \times 19.0, 200)=200$ mm
	$p_2=\min(14t, 200)=\min(14 \times 19.0, 200)=200$ mm
Distanza del bordo della piastra alla linea del bullone	$e_1=e_2=e_x= 50$ mm
Distanza del bordo della sezione alla linea del bullone	$e_c= 45$ mm
Distanza del bordo dell'ala alla linea del bullone	$e_f= 45$ mm
Passo tra le righe dei bulloni	$p_1=p_3=p= 90$ mm
Passo tra i centri	$p_2=g =w= 100$ mm
Ala alla saldatura della piastra di estremità	$a_{tf} \geq 0.55t_f=0.55 \times 16.0= 9$ mm
Anima alla saldatura della piastra di estremità	$a_w \geq 0.55t_w=0.55 \times 10.2= 6$ mm

16.3. Resistenza di progetto dei bulloni singoli (gronda, sommità)

(EC3-1-8 §3.6.1, Tab.3.4)

Classe di resistenza dei bulloni=10.9,	$f_{ub} = 1000$ N/mm ² , $A_s=353.0$ mm ² , $\gamma_{M2}=1.25$
Resistenza alla trazione dei bulloni	$F_{t,rd}=k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$, ($k_2=0.90$)
	$F_{t,rd}=[10^{-3}] \times 0.90 \times 1000 \times 353.0 / 1.25=254$ kN
Resistenza a taglio dei bulloni	$F_{v,rd}=\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$, ($\alpha_v=0.50$)
	$F_{v,rd}=[10^{-3}] \times 0.50 \times 1000 \times 353.0 / 1.25=141$ kN

17. Connessione sommità**17.1. Dati principali (Connessione sommità)**

Forze di progetto della connessione (Connessione sommità)

Valori massimi di progetto per carichi accidentali (C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1)

Ned = -70.4 kN

Ved = 24.2 kN

Med = 133.8 kNm

Valori massimi di progetto per carichi accidentali (Carico sismici)

Ned = -26.0 kN

Ved = 4.3 kN

Med = 47.5 kNm

17.2. Dati connessione (Connessione sommità)

Dati connessione bulloni

Piastra di estremità 200x706x20 mm, S 235

Bulloni M24, Classe di resistenza dei bulloni 10.9

Numero di bulloni sommità 2x1=2

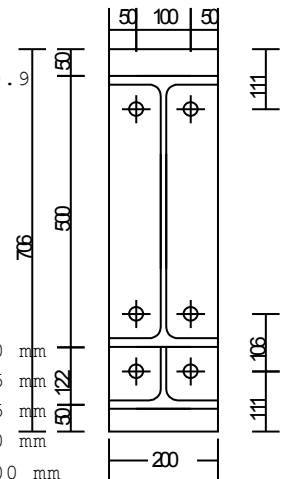
base 2x2=4

Numero totale di bulloni =6

Diametro dei fori do = 26 mm

Piano di taglio dei bulloni attraverso la parte filettata

Distanze dal bordo e passo dei bulloni

Distanza del bordo della piastra alla linea del bullone $e_1=e_2=e_x=50$ mmDistanza del bordo della sezione alla linea del bullone $e_c=45$ mmDistanza del bordo dell'ala alla linea del bullone $e_f=45$ mmPasso tra le righe dei bulloni $p_1=p_3=p=90$ mmPasso tra i centri $p_2=g=w=100$ mmAla alla saldatura della piastra di estremità $atf \geq 0.55t_f = 0.55 \times 16.0 = 9$ mmAnima alla saldatura della piastra di estremità $aw \geq 0.55t_w = 0.55 \times 10.2 = 6$ mm**17.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (Conne (EC3-1-8 §6.2.4.1, Fig.6.2)** $e=e_x=50$ mm, $e_{min}=50$ mm $m_x, x = (100 - 10.2 - 2 \times 0.8 \times 6 \times \sqrt{2}) / 2 = 38.1$ mm $m_x, y = 45 - 0.8 \times 9 \times \sqrt{2} = 34.8$ mm $n_x, x = e_{min} \leq 1.25m_x, x = \min(50.0, 1.25 \times 38.1) = 47.6$ mm $n_x, y = e_{min} \leq 1.25m_x, y = \min(50.0, 1.25 \times 34.8) = 43.5$ mm $\min(m_x, x, m_x, y) = \min(38.1, 34.8) = 34.8$ mm, $\max(m_x, x, m_x, y) = \max(38.1, 34.8) = 38.1$ mm $\min(n_x, x, n_x, y) = \min(47.6, 43.5) = 43.5$ mm, $\max(n_x, x, n_x, y) = \max(47.6, 43.5) = 47.6$ mm**17.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (Connessione som (EC3-1-8 §6.2.6.5 Tab.6.6)**

Fila di bulloni fuori dall'ala in trazione della trave

 $l_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \times 34.8 = 218.7$ mm $= \pi \cdot m_x + w = \pi \times 34.8 + 100.0 = 209.3$ mm $= \pi \cdot m_x + 2e = \pi \times 34.8 + 2 \times 50.0 = 209.3$ mm $= 4m_x + 1.25e_x = 4 \times 34.8 + 1.25 \times 50.0 = 201.7$ mm $= e + 2m_x + 0.625e_x = 50.0 + 2 \times 34.8 + 0.625 \times 50.0 = 150.8$ mm $= 0.5b_p = 0.5 \times 200 = 100.0$ mm $= 0.5w + 2m_x + 0.625e_x = 0.5 \times 100.0 + 2 \times 34.8 + 0.625 \times 50.0 = 150.8$ mm $l_{eff,1b} = \min(218.7, 209.3, 209.3, 201.7, 150.8, 100.0, 150.8) = 100.0$ mm $l_{eff,1b} = 100.0$ mm

Bullone vicino all'ala in trazione singolo

 $l_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \times 34.8 = 218.7$ mm $= \alpha \cdot m = 6.28 \times 34.8 = 218.7$ mm ($\lambda_1 = \lambda_2 = m / (m + e) = 0.41$, $\alpha = 6.28$)

(EC3-1-8 Fig.6.11)

 $l_{eff,2b} = \min(218.7, 218.7) = 218.7$ mm $l_{eff,2b} = 218.7$ mm

Bullone vicino all'ala in trazione in un gruppo

$$\begin{aligned} l_{eff} &= 2\pi \cdot m_x = 2\pi \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \\ &= \alpha \cdot m = 6.28 \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \quad (\lambda_1 = \lambda_2 = m / (m + e) = 0.41, \alpha = 6.28) \\ &= m + p = \pi \times 34.8 + 90.0 = 199.3 \text{ mm} \\ &= 0.5p + \alpha \cdot m - (2m + 0.625e) = 0.5 \times 90.0 + 6.3 \times 34.8 - (2 \times 34.8 + 0.625 \times 50.0) = 162.8 \text{ mm} \\ l_{eff,3b} &= \min(218.7, 218.7, 199.3, 162.8) = 162.8 \text{ mm} \\ l_{eff,3b} &= 162.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} l_{eff} &= 2\pi \cdot m_x = 2\pi \times 38.1 = 239.4 \text{ mm} \\ &= 4m + 1.25e = 4 \times 38.1 + 1.25 \times 50.0 = 214.9 \text{ mm} \\ &= 2p = 2 \times 90.0 = 180.0 \text{ mm} \\ &= p = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= \min(239.4, 214.9, 180.0, 90.0) = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= 90.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

17.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (sommità) (EC3-1-8 §6.2.4.1, Tab.6.2)Fila di bulloni fuori dall'ala in trazione della trave

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 100.0 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 2.350 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 2.350 / 34.8 = 270 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 2.350 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 342 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(270, 342, 508) = 270 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bullone vicino all'ala in trazione singolo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 218.7 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 5.139 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 5.139 / 34.8 = 591 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 5.139 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 413 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(591, 413, 508) = 413 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bullone vicino all'ala in trazione in un gruppo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 162.8 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 3.826 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 3.826 / 34.8 = 440 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 3.826 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 380 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(440, 380, 508) = 380 \text{ kN} \end{aligned}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 90.0 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 2.115 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 2.115 / 38.1 = 222 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 2.115 + 47.6 \times 2 \times 254) / (38.1 + 47.6) = 332 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(222, 332, 508) = 222 \text{ kN} \end{aligned}$$

17.6. Ala e anima puntone in compressione (sommità)

(EC3-1-8 §6.2.6.7)

$$\begin{aligned} F_{c,fb,rd} &= M_{c,rd} / (h - t_f), \quad M_{c,rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ W_{el,y} &= (200 \times 16.0 \times 590.0^2 + 10.2 \times 574.0^3 / 6) / 606 = 2368.7 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ M_{c,rd} &= [10^{-6}] \times 2368.7 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 841 \text{ kNm}, \quad F_{c,fb,rd} = [10^3] \times 841 / 590.0 = 1425 \text{ kN} \\ F_{c,fb,rd,max} &= (1/0.8) b \cdot t \cdot f_y / \gamma_{M0} = (1/0.8) \times [10^{-3}] \times 200.0 \times 16.0 \times 235 / 1.00 = 940 \text{ kN} \quad (h > 600 \text{ mm}) \\ F_{c,fb,rd} &= \min(1425, 940) = 940 \text{ kN} \end{aligned}$$

17.7. Anima puntone in trazione (sommità)

(EC3-1-8 §6.2.6.8)

$$\begin{aligned} F_{t,wb,rd} &= b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ b_{eff,t,wb} &= l_{eff} = \min(l_{eff,3b}, l_{eff,4b}) = \min(162.8, 90.0) = 90.0 \text{ mm} \\ F_{t,wb,rd} &= [10^{-3}] \times 90.0 \times 10.2 \times 355 / 1.00 = 326 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\min F_{t,rd} = \min(270, 413, 380, 222, 326) = 222 \text{ kN}$$

17.8. Momento resistente della connessione (sommità)

(EN1993-1-8, §6.2.7.2)

$$M_{j,rd} = \Sigma h_r \cdot F_{tr,rd}$$

(EN1993-1-8, §6.2.7.2 Eq.6.25)

hr: numerazione righe dal basso, distanze dal centro della sommità dell'ala (compressione)

Piastra di estremità in flessione

(EC3-1-8 §6.2.4.5)

Distribuzione di forze nella fila di bulloni

Fila di bulloni 1, $h_r = 537.0$ mm, $F_{t,rd} = 380$ kN

Fila di bulloni 2, $h_r = 431.0$ mm, $F_{t,rd} = 222$ kN

Fila di bulloni 3, $h_r = 53.0$ mm, $F_{t,rd} = 413$ kN

$$F_{c,ed} = \Sigma F_{t,rd} = 380 + 222 + 413 = 1015 \text{ kN}$$

Anima puntone in trazione

(EC3-1-8 §6.2.6.8)

$$F_{t,wb,rd} = 326 \text{ kN}$$

Ala e anima puntone in compressione

(EC3-1-8 §6.2.4.7)

$$F_{c,fb,rd} = 940 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} \leq F_{t,wb,rd} = 326 \text{ kN}, \quad F_{c,ed} = \Sigma F_{t,rd} \leq F_{c,fb,rd} = 940 \text{ kN}$$

Distribuzione di forze nella fila di bulloni

(EC3-1-8 §6.2.7.2.(7))

Fila di bulloni 1, $h_r = 537.0$ mm, $F_{t,rd} = 326$ kN

Fila di bulloni 2, $h_r = 431.0$ mm, $F_{t,rd} = 222$ kN

Fila di bulloni 3, $h_r = 53.0$ mm, $F_{t,rd} = 326$ kN

$$F_{c,ed} = \Sigma F_{t,rd} = 326 + 222 + 326 = 874 \text{ kN}$$

Momento resistente della connessione

(EN1993-1-8, §6.2.7.2(10))

$$M_{j,rd} = [10^{-3}] \times [326 \times 537.0 + 222 \times 431.0 + 326 \times 53.0]$$

$$M_{j,rd} = 288 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 133.8 \text{ kNm} < 288.0 \text{ kNm} = M_{j,rd}, \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

17.9. Resistenza a Taglio (Connessione sommità)

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{v,rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \sqrt{M_2} = [10^{-3}] \times 0.50 \times 1000 \times 353.0 / 1.25 = 141 \text{ kN}$$

Piano di taglio dei bulloni: attraverso la parte filettata

Resistenza a rifollamento dei bulloni

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \sqrt{M_2}$$

$t = 20.0$ mm, $d = 24$ mm, $d_o = 26$ mm, $e_1 = 50$ mm, $e_2 = 50$ mm, $p_1 = 90$ mm, $f_{ub} = 1000$ kN/mm², $f_u = 360$ kN/mm²,
 $\alpha_b = \min[f_{ub}/f_u, 1.0, e_1/3d_o, p_1/3d_o - 1/4] =$

$$= \min[1000/360, 1.0, 50/(3 \times 26), 90/(3 \times 26) - 0.25] = 0.64$$

$$k_1 = \min[2.8e_2/d_o - 1.7, 1.4p_2/d_o - 1.7, 2.5] = \min[2.8 \times 50/26 - 1.7, 1.4 \times 100/26 - 1.7, 2.5] = 2.50$$

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \sqrt{M_2} = [10^{-3}] \times 2.50 \times 0.64 \times 360 \times 24 \times 20.0 / 1.25 = 222 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza di progetto di un bullone a taglio} = \min(141, 222) = 141 \text{ kN}$$

Momento a flessione e taglio

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Trazione massima nei bulloni

$$F_{t,ed} = 326/2 = 163 \text{ kN}$$

Riduzione della resistenza a taglio dovuta alla flessione

$$\rho = 1 - F_{t,ed} / 1.40 F_{t,rd} = 1 - 163 / (1.40 \times 254) = 0.54$$

Taglio agente insieme al momento flettente per tutti i bulloni

$$V_{rd} = 6 \times 0.54 \times 141 = 457 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 24 \text{ kN} < 457 \text{ kN} = V_{rd}, \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

18. Connessione gronda**18.1. Dati principali (Connessione gronda)**

Forze di progetto della connessione ((Connessione gronda))

Valori massimi di progetto per carichi accidentali (C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1)

Ned = -74.5 kN

Ved = 108.9 kN

Med = -343.8 kNm

Valori massimi di progetto per carichi accidentali (Carico sismici)

Ned = -32.4 kN

Ved = 33.8 kN

Med = -121.6 kNm

18.2. Dati connessione (Connessione gronda)

Dati connessione bulloni

Piastra di estremità 200x1140x20 mm, S 235

Bulloni M24, Classe di resistenza dei bulloni 10.9

Numero di bulloni sommità 2x3=6

base 2x1=2

Numero totale di bulloni =8

Diametro dei fori do = 26 mm

Piano di taglio dei bulloni attraverso la parte filettata

Distanze dal bordo e passo dei bulloni

Distanza del bordo della piastra alla linea del bullone e1=e2=ex= 50 mm

Distanza del bordo della sezione alla linea del bullone ec= 45 mm

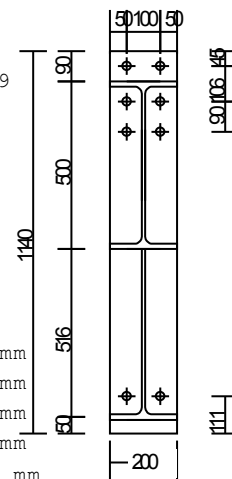
Distanza del bordo dell'ala alla linea del bullone ef= 45 mm

Passo tra le righe dei bulloni p1=p3=p= 90 mm

Passo tra i centri p2=g =w= 100 mm

Ala alla saldatura della piastra di estremità atf>= 0.55tf=0.55x16.0= 9 mm

Anima alla saldatura della piastra di estremità aw>= 0.55tw=0.55x10.2= 6 mm



Rinforzi in compressione alla base de tratto rastremato

Rinforzi in compressione con spessore ts= 20.0 mm

18.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (Conne (EC3-1-8 §6.2.4.1, Fig.6.2)

e=ex=50 mm, emin=50 mm

 $mx,x=(100-10.2-2 \times 0.8 \times 6 \times \sqrt{2})/2= 38.1$ mm $mx,y=45-0.8 \times 9 \times \sqrt{2}= 34.8$ mm $nx,x=emin \leq 1.25mx,x = \min(50.0, 1.25 \times 38.1=47.6)= 47.6$ mm $nx,y=emin \leq 1.25mx,y = \min(50.0, 1.25 \times 34.8=43.5)= 43.5$ mm $\min(mx,x, mx,y)=\min(38.1, 34.8)=34.8$ mm, $\max(mx,x, mx,y)=\max(38.1, 34.8)=38.1$ mm $\min(nx,x, nx,y)=\min(47.6, 43.5)=43.5$ mm, $\max(nx,x, nx,y)=\max(47.6, 43.5)=47.6$ mm**18.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (Connessione gro (EC3-1-8 §6.2.6.5 Tab.6.6)**

Fila di bulloni fuori dall'ala in trazione della trave

 $leff=2\pi \cdot mx = 2\pi \times 34.8= 218.7$ mm $=\pi \cdot mx+w = \pi \times 34.8+100.0= 209.3$ mm $=\pi \cdot mx+2e=\pi \times 34.8+2 \times 50.0= 209.3$ mm $=4mx+1.25ex = 4 \times 34.8+1.25 \times 50.0=201.7$ mm $=e+2mx+0.625ex = 50.0+2 \times 34.8+0.625 \times 50.0=150.8$ mm $=0.5bp = 0.5 \times 200= 100.0$ mm $=0.5w+2mx+0.625ex=0.5 \times 100.0+2 \times 34.8+0.625 \times 50.0= 150.8$ mm $leff,1b=\min(218.7, 209.3, 209.3, 201.7, 150.8, 100.0, 150.8)= 100.0$ mm $leff,1b= 100.0$ mm

Bullone vicino all'ala in trazione singolo

$$\begin{aligned} l_{eff} &= 2\pi \cdot m_x = 2\pi \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \\ &= \alpha \cdot m = 6.28 \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \quad (\lambda_1 = \lambda_2 = m / (m + e) = 0.41, \alpha = 6.28) \quad (\text{EC3-1-8 Fig.6.11}) \\ l_{eff,2b} &= \min(218.7, 218.7) = 218.7 \text{ mm} \\ l_{eff,2b} &= 218.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bullone vicino all'ala in trazione in un gruppo

$$\begin{aligned} l_{eff} &= 2\pi \cdot m_x = 2\pi \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \\ &= \alpha \cdot m = 6.28 \times 34.8 = 218.7 \text{ mm} \quad (\lambda_1 = \lambda_2 = m / (m + e) = 0.41, \alpha = 6.28) \\ &= m + p = \pi \times 34.8 + 90.0 = 199.3 \text{ mm} \\ &= 0.5p + \alpha \cdot m - (2m + 0.625e) = 0.5 \times 90.0 + 6.3 \times 34.8 - (2 \times 34.8 + 0.625 \times 50.0) = 162.8 \text{ mm} \\ l_{eff,3b} &= \min(218.7, 218.7, 199.3, 162.8) = 162.8 \text{ mm} \\ l_{eff,3b} &= 162.8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} l_{eff} &= 2\pi \cdot m_x = 2\pi \times 38.1 = 239.4 \text{ mm} \\ &= 4m + 1.25e = 4 \times 38.1 + 1.25 \times 50.0 = 214.9 \text{ mm} \\ &= 2p = 2 \times 90.0 = 180.0 \text{ mm} \\ &= p = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= \min(239.4, 214.9, 180.0, 90.0) = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= 90.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

18.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (gronda) (EC3-1-8 §6.2.4.1, Tab.6.2)Fila di bulloni fuori dall'ala in trazione della trave

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 100.0 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 2.350 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 2.350 / 34.8 = 270 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m + n) = ([10^3] \times 2 \times 2.350 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 342 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(270, 342, 508) = 270 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bullone vicino all'ala in trazione singolo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 218.7 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 5.139 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 5.139 / 34.8 = 591 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m + n) = ([10^3] \times 2 \times 5.139 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 413 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(591, 413, 508) = 413 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bullone vicino all'ala in trazione in un gruppo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 162.8 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 3.826 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 3.826 / 34.8 = 440 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m + n) = ([10^3] \times 2 \times 3.826 + 43.5 \times 2 \times 254) / (34.8 + 43.5) = 380 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(440, 380, 508) = 380 \text{ kN} \end{aligned}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 90.0 \times 20.0^2 \times 235 / 1.00 = 2.115 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 2.115 / 38.1 = 222 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m + n) = ([10^3] \times 2 \times 2.115 + 47.6 \times 2 \times 254) / (38.1 + 47.6) = 332 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(222, 332, 508) = 222 \text{ kN} \end{aligned}$$

18.6. Ala e anima puntone in compressione (gronda) (EC3-1-8 §6.2.6.7)

$$\begin{aligned} F_{c,fb,rd} &= M_{c,rd} / (h - t_f), \quad M_{c,rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ W_{el,y} &= (200 \times 16.0 \times 984.0^2 + 10.2 \times 968.0^3 / 6) / 1000 = 4640.4 \times 10^3 \text{ mm}^3 \\ M_{c,rd} &= [10^{-6}] \times 4640.4 \times 10^3 \times 355 / 1.00 = 1647 \text{ kNm}, \quad F_{c,fb,rd} = [10^3] \times 1647 / 984.0 = 1674 \text{ kN} \\ F_{c,fb,rd,max} &= (1/0.8) b \cdot t \cdot f_y / \gamma_{M0} = (1/0.8) \times [10^{-3}] \times 200.0 \times 16.0 \times 235 / 1.00 = 940 \text{ kN} \quad (h > 600 \text{ mm}) \\ F_{c,fb,rd} &= \min(1674, 940) = 940 \text{ kN} \end{aligned}$$

18.7. Anima puntone in trazione (gronda)

(EC3-1-8 §6.2.6.8)

$$F_{t,wb,rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0}$$

$$b_{eff,t,wb} = \min(l_{eff,3b}, l_{eff,4b}) = \min(162.8, 90.0) = 90.0 \text{ mm}$$

$$F_{t,wb,rd} = [10^{-3}] \times 90.0 \times 10.2 \times 355 / 1.00 = 326 \text{ kN}$$

$$\min F_{t,rd} = \min(270, 413, 380, 222, 326) = 222 \text{ kN}$$

18.8. Geometria della connessione lato pilastro (gronda)

(EC3-1-8 §6.2.4.1, Fig.6.2)

$$e = e_x = 50 \text{ mm}, e_{min} = 50 \text{ mm}$$

$$m_x, x = (100 - 12.0 - 2 \times 0.8 \times 24) / 2 = 24.8 \text{ mm}$$

$$m_x, y = 45 - 0.8 \times 9 \times \sqrt{2} = 34.8 \text{ mm}$$

$$n_x, x = e_{min} \leq 1.25 m_x, x = \min(50.0, 1.25 \times 24.8) = 31.0 \text{ mm}$$

$$n_x, y = e_{min} \leq 1.25 m_x, y = \min(50.0, 1.25 \times 34.8) = 43.5 \text{ mm}$$

$$\min(m_x, x, m_x, y) = \min(24.8, 34.8) = 24.8 \text{ mm}, \max(m_x, x, m_x, y) = \max(24.8, 34.8) = 34.8 \text{ mm}$$

$$\min(n_x, x, n_x, y) = \min(31.0, 43.5) = 31.0 \text{ mm}, \max(n_x, x, n_x, y) = \max(31.0, 43.5) = 43.5 \text{ mm}$$

18.9. Lunghezza efficace della connessione lato pilastro (gronda)

(EC3-1-8 §6.2.6.4 Tab.6.4)

Fila di bulloni di estremità in un gruppo

$$l_{eff} = 2\pi \cdot m = 2\pi \times 24.8 = 155.8 \text{ mm}$$

$$= \pi \cdot m + 2e_1 = \pi \times 24.8 + 2 \times 50.0 = 177.9 \text{ mm}$$

$$= 4m + 1.25e = 4 \times 24.8 + 1.25 \times 50.0 = 161.7 \text{ mm}$$

$$= 2m + 0.63e + e_1 = 2 \times 24.8 + 0.63 \times 50.0 + 50.0 = 130.8 \text{ mm}$$

$$= \pi \cdot m + p = \pi \times 24.8 + 90.0 = 167.9 \text{ mm}$$

$$= 2e_1 + p = 2 \times 50.0 + 90.0 = 190.0 \text{ mm}$$

$$= 2m + 0.63e + 0.5p = 2 \times 24.8 + 0.63 \times 50.0 + 0.5 \times 90.0 = 125.8 \text{ mm}$$

$$= e_1 + 0.5p = 50.0 + 0.5 \times 90.0 = 95.0 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1c} = \min(155.8, 177.9, 161.7, 130.8, 167.9, 190.0, 125.8, 95.0) = 95.0 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1c} = 95.0 \text{ mm}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$l_{eff} = 2\pi \cdot m = 2\pi \times 24.8 = 155.8 \text{ mm}$$

$$= 4m + 1.25e = 4 \times 24.8 + 1.25 \times 50.0 = 161.7 \text{ mm}$$

$$= 2p = 2 \times 90.0 = 180.0 \text{ mm}$$

$$= p = 90.0 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2c} = \min(155.8, 161.7, 180.0, 90.0) = 90.0 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2c} = 90.0 \text{ mm}$$

18.10. Lato pilastro, Resistenza della flangia a T (gronda)

(EC3-1-8 §6.2.4.1, Tab.6.2)

Fila di bulloni di estremità in un gruppo

$$M_{pl,1,rd} = M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 95.0 \times 19.0^2 \times 355 / 1.00 = 3.044 \text{ kNm}$$

$$\text{Modo 1 } F_{t,1,rd} = 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 3.044 / 24.8 = 491 \text{ kN}$$

$$\text{Modo 2 } F_{t,2,rd} = (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 3.044 + 31.0 \times 2 \times 254) / (24.8 + 31.0) = 391 \text{ kN}$$

$$\text{Modo 3 } F_{t,3,rd} = \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = \min(491, 391, 508) = 391 \text{ kN}$$

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$M_{pl,1,rd} = M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 0.25 \times 90.0 \times 19.0^2 \times 355 / 1.00 = 2.883 \text{ kNm}$$

$$\text{Modo 1 } F_{t,1,rd} = 4M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \times 4 \times 2.883 / 24.8 = 465 \text{ kN}$$

$$\text{Modo 2 } F_{t,2,rd} = (2M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \times 2 \times 2.883 + 31.0 \times 2 \times 254) / (24.8 + 31.0) = 386 \text{ kN}$$

$$\text{Modo 3 } F_{t,3,rd} = \Sigma F_{t,rd} = 2 \times 254 = 508 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = \min(465, 386, 508) = 386 \text{ kN}$$

18.11. Pilastro-anima in flessione trasversale (gronda)

(EC3-1-8 §6.2.6.3)

$$F_{t,wc,rd} = \omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,c} / \gamma_{M0}$$

$$\beta = 1, \omega = \omega_1 = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 (b_{eff,c} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2]}, b_{eff,c} = 90.0 \text{ mm} \quad (\text{EC3-1-8 §6.2.6.2, Tab.6.3})$$

$$\omega = 1 / \sqrt{[1 + 1.3 \times (90.0 \times 12.0 / 8380)^2]} = 0.99$$

$$F_{t,wc,rd} = [10^{-3}] \times 0.99 \times 90.0 \times 12.0 \times 355 / 1.00 = 380 \text{ kN}$$

18.12. Resistenza di progetto dei rinforzi in compressione (gronda)

(EC3-1-5 §9.1)

Rinforzi in compressione alla base de tratto rastremato $t_s = 20.0$ mm

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2, \quad b_s = (200 - 12.0 - 2 \times 24.0) / 2 = 70.0 \text{ mm}, \quad t_s = 20.0 \text{ mm}, \quad t_w = 12.0 \text{ mm}, \quad \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 0.81$$

$$A_{eff,s} = 2 \times 70.0 \times 20.0 + (2 \times 15 \times 0.81 \times 12.0 + 20.0) \times 12.0 = 6539 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC3-1-5 §9.1(2)})$$

$$l_{eff,s} = \min(70.0, 14 \times 0.81 \times 20.0) = \min(70.0, 226.80) = 70.0 \text{ mm}, \quad (\text{EC3 Tab.5.2})$$

$$I_{eff,s} = (2 \times 70.0 + 12.0)^3 \times 20.0 / 12 = 5853.0 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

$$i_{eff,s} = \sqrt{5853 \times 10^3 / 6539} = 29.9 \text{ mm}, \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93.9 \varepsilon = 76.06$$

$$l_{cr} = 0.75 \times (600 - 2 \times 19.0) = 421.5 \text{ mm} \quad (\text{EC3-1-5 §9.4(2)})$$

$$\bar{\lambda} = l_{cr} / (i_{eff,s} \cdot \lambda_1) = 421.5 / (29.9 \times 76.06) = 0.19 \quad (\text{EC3 §6.3.1.3(1)})$$

$$\bar{\lambda} < 0.20, \quad \chi = 1.00 \quad (\text{EC3 §6.3.1.2.4})$$

$$F_{c,wc,rd} = \chi \cdot A_{eff,s} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1.000 \times 6539 \times 235 / 1.00 = 1537 \text{ kN} > F_{c,fb,rd} = 940 \text{ kN}$$

Rinforzi in compressione, La verifica è soddisfatta

18.13. Momento resistente della connessione (gronda)

(EN1993-1-8, §6.2.7.2)

$$M_{j,rd} = \sum h_r \cdot F_{tr,rd} \quad (\text{EN1993-1-8, §6.2.7.2 Eq.6.25})$$

hr: numerazione righe dalla sommità, distanze dal centro della base dell'ala (compressione)Piastra di estremità in flessione (EC3-1-8 §6.2.4.5)

Distribuzione di forze nella fila di bulloni

$$\text{Fila di bulloni 1, } h_r = 1037.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 270 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 2, } h_r = 931.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 380 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 3, } h_r = 841.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 222 \text{ kN}$$

$$F_{c,ed} = \sum F_{t,rd} = 270 + 380 + 222 = 872 \text{ kN}$$

Piastra di estremità in flessione (EC3-1-8 §6.2.4.4)

Distribuzione di forze nella fila di bulloni

$$\text{Fila di bulloni 1, } h_r = 1037.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 391 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 2, } h_r = 931.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 386 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 3, } h_r = 841.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 386 \text{ kN}$$

$$F_{c,ed} = \sum F_{t,rd} = 391 + 386 + 386 = 1163 \text{ kN}$$

Anima puntone in trazione (EC3-1-8 §6.2.6.8)

$$F_{t,wb,rd} = 326 \text{ kN}$$

Ala e anima puntone in compressione (EC3-1-8 §6.2.4.7)

$$F_{c,fb,rd} = 940 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} \leq F_{t,wb,rd} = 326 \text{ kN}, \quad F_{c,ed} = \sum F_{t,rd} \leq F_{c,fb,rd} = 940 \text{ kN}$$

$$F_{c,ed} = \sum F_{t,rd} \leq F_{c,wc,rd} = 1537 \text{ kN}$$

Distribuzione di forze nella fila di bulloni (EC3-1-8 §6.2.7.2.(7))

$$\text{Fila di bulloni 1, } h_r = 1037.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 270 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 2, } h_r = 931.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 326 \text{ kN}$$

$$\text{Fila di bulloni 3, } h_r = 841.0 \text{ mm, } F_{t,rd} = 222 \text{ kN}$$

$$F_{c,ed} = \sum F_{t,rd} = 270 + 326 + 222 = 818 \text{ kN}$$

Momento resistente della connessione (EN1993-1-8, §6.2.7.2(10))

$$M_{j,rd} = [10^{-3}] \times [270 \times 1037.0 + 326 \times 931.0 + 222 \times 841.0]$$

$$M_{j,rd} = 770 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 343.8 \text{ kNm} < 770.2 \text{ kNm} = M_{j,rd}, \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

18.14. Resistenza a Taglio (Connessione gronda)

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{v,rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \times 0.50 \times 1000 \times 353.0 / 1.25 = 141 \text{ kN}$$

Piano di taglio dei bulloni: attraverso la parte filettata

Resistenza a rifollamento dei bulloni

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Piastra di estremità

t=20.0mm, d=24mm, do=26mm, e1=50mm, e2=50mm, p1=90mm, fub=1000kN/mm², fu=360kN/mm²,
 $\alpha_b = \min[f_{ub}/f_u, 1.0, e_1/3d_o, p_1/3d_o - 1/4] =$

$$= \min[1000/360, 1.0, 50/(3 \times 26), 90/(3 \times 26) - 0.25] = 0.64$$

$k_1 = \min[2.8e_2/d_o - 1.7, 1.4p_2/d_o - 1.7, 2.5] = \min[2.8 \times 50/26 - 1.7, 1.4 \times 100/26 - 1.7, 2.5] = 2.50$

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \times 2.50 \times 0.64 \times 360 \times 24 \times 20.0 / 1.25 = 222 \text{ kN}$$

Lato pilastro

t=19.0mm, d=24mm, do=26mm, e1=50mm, e2=50mm, p1=90mm, fub=1000kN/mm², fu=510kN/mm²,
 $\alpha_b = \min[f_{ub}/f_u, 1.0, e_1/3d_o, p_1/3d_o - 1/4] =$

$$= \min[1000/510, 1.0, 50/(3 \times 26), 90/(3 \times 26) - 0.25] = 0.64$$

$k_1 = \min[2.8e_2/d_o - 1.7, 1.4p_2/d_o - 1.7, 2.5] = \min[2.8 \times 50/26 - 1.7, 1.4 \times 100/26 - 1.7, 2.5] = 2.50$

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \times 2.50 \times 0.64 \times 510 \times 24 \times 19.0 / 1.25 = 298 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto di un bullone a taglio = min(141, 222, 298) = 141 kN

Momento a flessione e taglio

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Trazione massima nei bulloni

$$F_{t,ed} = 326/2 = 163 \text{ kN}$$

Riduzione della resistenza a taglio dovuta alla flessione

$$\rho = 1 - F_{t,ed} / 1.40 F_{t,rd} = 1 - 163 / (1.40 \times 254) = 0.54$$

Taglio agente insieme al momento flettente per tutti i bulloni

$$V_{rd} = 8 \times 0.54 \times 141 = 609 \text{ kN}$$

V_{ed} = 109 kN < 609 kN = V_{rd}, La verifica è soddisfatta

19. Connessione alla base del pilastro**19.1. Dati principali (Connessione base)**Forze di progetto della connessione (Connessione base)

Forza assiale (compressione)	Ned=-117 kN, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1
Forza assiale (trazione)	Ned= 16 kN, C.C. 111: 0.90Gk+1.50Qw1
Forza di taglio	Ved= 74 kN, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1
Momento	Med= 0 kNm,

Carico sismici

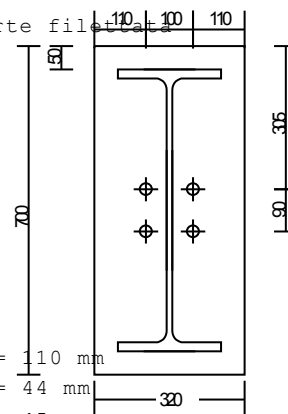
Forza di compressione alla base	Ned= -45 kN
Forza di trazione alla base	Ned= 0 kN
Forza di taglio alla base	Ved= 26 kN

Dati connessione (Connessione base)

Tipo di acciaio della piastra alla base	700x320x30 mm, S 235
Bulloni di ancoraggio	M24, Classe 5.6
Piano di taglio dei bulloni	attraverso la parte filettata mezzeria 2x2=4
Numero totale di bulloni	=4
Diametro dei fori	do = 26 mm
Sezione acciaio del pilastro	IPE 600, S 355
Passo tra i centri	100 mm
Ala alla saldatura della piastra di estremità	11 mm
Anima alla saldatura della piastra di estremità	7 mm

Distanze dal bordo e passo dei bulloni

Distanza del bordo della piastra alla linea del bullone	e1=e2=ex= 110 mm
Distanza del bordo della sezione alla linea del bullone	ec= 44 mm
Distanza del bordo dell'ala alla linea del bullone	ef= 45 mm
Passo tra le righe dei bulloni	p1=p3=p= 90 mm
Passo tra i centri	p2=g =w= 100 mm
Ala alla saldatura della piastra di estremità	atf>= 0.55tf=0.55x19.0= 11 mm
Anima alla saldatura della piastra di estremità	aw>= 0.55tw=0.55x12.0= 7 mm

Calcestruzzo fondazione

Classe del CA	C25/30-B500C	(EC2 §3.1, §3.2)
Fattori parziali per i materiali	$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$	(EC2 §2.4.2.4)
Progetto resistenza a compressione	$f_{cd}=\alpha_c \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 25 / 1.50 = 16.67 \text{ N/mm}^2$	(EC2 §3.1.6)
Progetto resistenza a trazione	$f_{ctd}=\alpha_t \cdot f_{ctk05} / \gamma_c = 1.00 \times 2 / 1.50 = 1.20 \text{ N/mm}^2$	
Portata	$f_{jd}=\beta \cdot \sqrt{A_c / A_{co}} \cdot f_{cd} = (2/3) \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ N/mm}^2$	(EC2 §6.7)

19.2. Resistenza di progetto dei bulloni singoli (base) (EC3-1-8 §3.6.1, Tab.3.4)

Classe di resistenza dei bulloni=5.6,	fub =500N/mm ² , As=353.0mm ² , $\gamma_{M2}=1.25$
Resistenza alla trazione dei bulloni	Ft,rd=k2·fub·As/ γ_{M2} , (k2=0.90) Ft,rd=[10 ⁻³]x0.90x500x353.0/1.25=127 kN
Resistenza a taglio dei bulloni	Fv,rd= α_v ·fub·As/ γ_{M2} , ($\alpha_v=0.60$) Fv,rd=[10 ⁻³]x0.60x500x353.0/1.25=85 kN

19.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (base) (EC3-1-8 §6.2.4.1, Fig.6.2)

e=ex=110 mm, emin=110 mm
$m_x, x = (100 - 12.0 - 2 \times 0.8 \times 7 \times \sqrt{2}) / 2 = 36.1 \text{ mm}$
$m_x, y = 36.1 \text{ mm}$
$n_x, x = \text{emin} \leq 1.25 m_x, x = \min(110.0, 1.25 \times 36.1) = 45.1 \text{ mm}$
$n_x, y = \text{emin} \leq 1.25 m_x, y = \min(110.0, 1.25 \times 36.1) = 45.1 \text{ mm}$
$\min(m_x, x, m_x, y) = \min(36.1, 36.1) = 36.1 \text{ mm}$, $\max(m_x, x, m_x, y) = \max(36.1, 36.1) = 36.1 \text{ mm}$
$\min(n_x, x, n_x, y) = \min(45.1, 45.1) = 45.1 \text{ mm}$, $\max(n_x, x, n_x, y) = \max(45.1, 45.1) = 45.1 \text{ mm}$

19.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (base)

(EC3-1-8 §6.2.6.5 Tab.6.6)

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} l_{eff,2n} &= 2n \cdot m_x = 2 \cdot 36.1 = 226.8 \text{ mm} \\ &= 4m + 1.25e = 4 \cdot 36.1 + 1.25 \cdot 110.0 = 281.9 \text{ mm} \\ &= 2p = 2 \cdot 90.0 = 180.0 \text{ mm} \\ &= p = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= \min(226.8, 281.9, 180.0, 90.0) = 90.0 \text{ mm} \\ l_{eff,4b} &= 90.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

19.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (base)

(EC3-1-8 §6.2.4.1, Tab.6.2)

Fila di bulloni interna in un gruppo

$$\begin{aligned} M_{pl,1,rd} &= M_{pl,2,rd} = 0.25 l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \cdot 0.25 \cdot 90.0 \cdot 30.0^2 \cdot 235 / 1.00 = 4.759 \text{ kNm} \\ \text{Modo 1} \quad F_{t,1,rd} &= 4 M_{pl,1,rd} / m = [10^3] \cdot 4 \cdot 4.759 / 36.1 = 527 \text{ kN} \\ \text{Modo 2} \quad F_{t,2,rd} &= (2 M_{pl,2,rd} + n \Sigma F_{t,rd}) / (m+n) = ([10^3] \cdot 2 \cdot 4.759 + 45.1 \cdot 2 \cdot 127) / (36.1 + 45.1) = 258 \text{ kN} \\ \text{Modo 3} \quad F_{t,3,rd} &= \Sigma F_{t,rd} = 2 \cdot 127 = 254 \text{ kN} \\ F_{t,rd} &= \min(527, 258, 254) = 254 \text{ kN} \end{aligned}$$

19.6. Anima pilastro in trazione (base)

(EC3-1-8 §6.2.6.8)

$$\begin{aligned} F_{t,wb,rd} &= b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_y / \gamma_{M0} \\ b_{eff,t,wb} &= l_{eff} = l_{eff,4b} = 90.0 \text{ mm} \\ F_{t,wb,rd} &= [10^{-3}] \cdot 90.0 \cdot 12.0 \cdot 355 / 1.00 = 383 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\min F_{t,rd} = \min(254, 383) = 254 \text{ kN}$$

19.7. Resistenza a trazione della connessione

(EN1993-1-8, §6.2.4)

$$\begin{aligned} \text{Spinta verso l'alto della connessione} \quad F_{t,ed} &= 16 \text{ kN} \\ \text{Resistenza a trazione della connessione} \quad F_{t,rd} &= 2 \cdot 254 = 508 \text{ kN} \\ N_{ed} &= 16 \text{ kN} < 508 \text{ kN} = N_{rd}, \text{ La verifica è soddisfatta} \end{aligned}$$

19.8. Resistenza a Taglio (Connessione base)

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Resistenza a taglio dei bulloni

$$\begin{aligned} F_{v,rd} &= \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \cdot 0.60 \cdot 500 \cdot 353.0 / 1.25 = 85 \text{ kN} \\ \text{Piano di taglio dei bulloni: attraverso la parte filettata} \end{aligned}$$

Resistenza a rifollamento dei bulloni

$$F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$\begin{aligned} t &= 30.0 \text{ mm}, d = 24 \text{ mm}, d_o = 26 \text{ mm}, e_1 = 110 \text{ mm}, e_2 = 110 \text{ mm}, p_1 = 90 \text{ mm}, f_{ub} = 500 \text{ kN/mm}^2, f_u = 360 \text{ kN/mm}^2, \\ \alpha_b &= \min[f_{ub}/f_u, 1.0, e_1/3d_o, p_1/3d_o - 1/4] = \\ &= \min[500/360, 1.0, 110/(3 \cdot 26), 90/(3 \cdot 26) - 0.25] = 0.90 \\ k_1 &= \min[2.8e_2/d_o - 1.7, 1.4p_2/d_o - 1.7, 2.5] = \min[2.8 \cdot 110/26 - 1.7, 1.4 \cdot 100/26 - 1.7, 2.5] = 2.50 \\ F_{b,rd} &= k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \cdot 2.50 \cdot 0.90 \cdot 360 \cdot 24 \cdot 30.0 / 1.25 = 469 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Resistenza di progetto di un bullone a taglio} = \min(85, 469) = 85 \text{ kN}$$

Trazione e taglio

(EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)

Trazione massima nei bulloni

$$F_{t,ed} = 254 / 2 = 127 \text{ kN}$$

Riduzione della resistenza a taglio dovuta alla trazione

$$\rho = 1 - F_{t,ed} / 1.40 F_{t,rd} = 1 - 127 / (1.40 \cdot 127) = 0.29$$

Taglio agente insieme alla trazione per tutti i bulloni

$$V_{rd} = 4 \cdot 0.29 \cdot 85 = 99 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 74 \text{ kN} < 99 \text{ kN} = V_{rd}, \text{ La verifica è soddisfatta}$$

19.9. Resistenza a rifollamento (Connessione base)

(EN1993-1-8, §6.2.5)

Resistenza a compressione della flangia a T' $F_{c,rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$ (§6.2.5(3)Eq. 6.4)

$f_{jd} = \beta \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \cdot f_{cd} = (2/3) \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ N/mm}^2$ (EC3-1-8 §6.2.5(7))

$h = 600.0 \text{ mm}$, $b = 220.0 \text{ mm}$, $t_f = 19.0 \text{ mm}$, $t_w = 12.0 \text{ mm}$, $t_p = 30.0 \text{ mm}$

$c = t_p \cdot (f_y / (3f_{jd} \cdot \gamma_{M0}))^{0.5} = 30 \times (235.00 / (3 \times 16.67 \times 1.00))^{0.5} = 65.0$, < 50.0 , $c = 50.0 \text{ mm}$ (Eq. 6.5)

$2c + b_f = 2 \times 50.0 + 220 = 320.0 \text{ mm} \leq b_p = 320 \text{ mm}$, $l_{eff} = 320.0 \text{ mm}$

$A_{co, f} = l_{eff} \cdot (2c + t_f) = 320.0 \times (2 \times 50.0 + 19.0) = 38080 \text{ mm}^2$ (EC3-1-8, Fig.6.4)

$A_{co, w} = (h - 2t_f - 2c) \cdot (t_w + 2c) = (600.0 - 2 \times 19.0 - 2 \times 50.0) \times (12.0 + 2 \times 50.0) = 51744 \text{ mm}^2$

$N_{j,rd} = [10^{-3}] \times 16.7 \times (2 \times 38080 + 51744) = [10^{-3}] \times 16.7 \times 127904 = 2136 \text{ kN}$

$N_{j,ed} = 117 \text{ kN} < 2136 \text{ kN} = N_{j,rd}$, La verifica è soddisfatta

19.10. Resistenza di ancoraggio (Connessione base)

(EN1993-1-8, §6.2.6.12)

Gancio di ancoraggio

(EN1992-1-1 §8.4)

Numero di fissaggi: 4, di diametro 24mm, $A_s = 353 \text{ mm}^2$

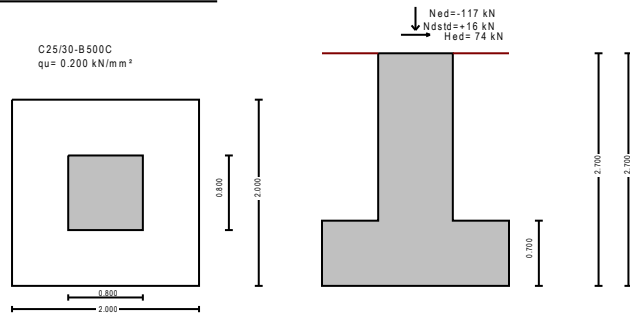
Lunghezza richiesta dell'ancoraggio $l_{b,rqd}$, Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 0.70 l_{b,rqd}$

$l_{b,rqd} = (\sigma_s / f_{bd}) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (24/4) \times (11.5/1.20) = 57 \text{ mm}$

$\sigma_{sd} = [10^3] \times 16 / (4 \times 353) = 11.5 \text{ N/mm}^2$, $f_{bd} = f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 0.70 \times 57 > (10 \times 24, 100)$ $l_{bd} = 250 \text{ mm}$

20. Plinto di calcestruzzo



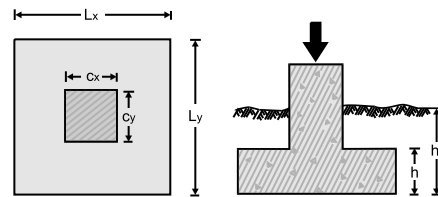
20.1. Carichi di progetto sul plinto in calcestruzzo

Forza assiale (verso il basso)	Ned= 117 kN, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1
Forza assiale (verso l'alto)	Ned= 16 kN, C.C. 111: 0.90Gk+1.50Qw1
Forza di taglio	Hed= 74 kN, C.C. 202: 1.30Gk+1.50Qs1
Momento	Med= 0 kNm,
<u>Carico sismici</u>	
Forza assiale (verso il basso)	Ned= 45 kN
Forza assiale (verso l'alto)	Ned= 0 kN
Forza di taglio	Ved= 26 kN
Momento	Med= 0 kNm

20.2. Dimensioni, materiali, carichi (Plinto di calcestruzzo)

Dimensioni

Plinto	Lx= 2.000 m	Ly= 2.000 m
Colonna	cx= 0.800 m	cy= 0.800 m
Altezza del plinto	h= 0.700 m	
Profondità del plinto	hf= 2.700 m	
Area di base del plinto	Af= 4.00 m ²	
Volume del plinto	Vf= 4.08 m ³	



Materiali del plinto

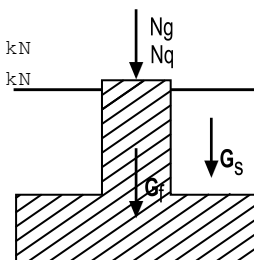
Classe del CA: C25/30-B500C	(EN1992-1-1, §3)
Copriferro: Cnom=35 mm	(EC2 §4.4.1)
Spessore efficace della sezione d=h-d1, d1=Cnom+Ø(3/2)=35+3x16/2=59mm, d=700-59=641mm	
Peso CLS: 25.0 kN/m ³	
γc=1.50, γs=1.15	(EC2 Tab. 2.1N)
fcd=acc·fck/γc=1.00x25/1.50=16.67 MPa	(EC2 §3.1.6)
fyd=fyk/γs=500/1.15=435 MPa	(EC2 §3.2.7)

Terreno

Pressione sul terreno	qu= 0.200 N/mm ² (MPa)
Peso unitario del terreno	γ=18.000 kN/m ³

Carichi

Peso proprio del plinto	(1.28+2.80)x25.00	Gf= 102.00 kN
Peso del terreno sul plinto	(4.00x2.70-4.08)x18.00	Gs= 120.96 kN
<u>Carichi di progetto</u>		
Carico verticale verso il basso	Ned= 116.89 kN	
Carico verticale verso l'alto	Ndst,d= 16.22 kN	
Carico orizzontale	Hed= 74.48 kN	
Moment	Med= 0.00 kNm	



Parametri dell'Eurocodice

<u>Verifica della capacità portante del terreno</u>		(EC7 EN1997-1-1:2004, §6)		
Fattori parziali sulle azioni e le proprietà del terreno		(EC7 Tab. A.1-A.4, EC8-5 §3.1)		
Stato limite d'equilibrio (EQU), Stato limite strutturale (STR), Stato limite geotecnico (GEO)		(EQU)	(STR)	(GEO)
Azioni	Permanenti Sfavorevoli	γ_{Gdst} : 1.10	1.30	1.00
	Permanenti Favorevoli	γ_{Gstb} : 0.90	1.00	1.00
	Variabili Sfavorevoli	γ_{Qdst} : 1.50	1.50	1.30
	Variabili Favorevoli	γ_{Qstb} : 0.00	0.00	0.00
Parametri del terreno	Angolo di resistenza a taglio	γ_{ϕ} : 1.25	1.00	1.25
	Coesione effettiva	γ_c : 1.25	1.00	1.25
	Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu} : 1.40	1.00	1.40
	Resistenza non confinata	γ_{qu} : 1.40	1.00	1.40
	Peso specifico	γ_w : 1.00	1.00	1.00

Fattori parziali di sicurezza per l'azioni: $\gamma_G=1.30$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Annessi A1)
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC7) $\psi_2 = 0.30$
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC2) $\psi_2 = 0.30$

Progettazione di CA (EC2 EN1992-1-1:2004)

20.3. Catena per forze orizzontali (Plinto di calcestruzzo)

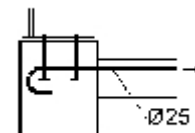
The horizontal force acting outwards, is resisted by a steel tie cast into the floor slab connected to the base of the columns

Forza orizzontale massima $H_{ed} = 74$ kN

Acciaio B500C, ($f_{yk}=500$ N/mm²)

Area di acciaio necessaria $A_s = H_{ed} / (f_y / \gamma_s) = 10^3 \times 74 / (500 / 1.15) = 171$ mm²

Fornire 2 barre di acciaio $\varnothing 25$ mm, ($A_s = 982$ mm²)



Lunghezza di ancoraggio necessaria (barre con gancio standard) (EN1992-1-1 §8.4)

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio $l_{b,rqd} = (\varnothing / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (25 / 4) \times (76 / 2.70) = 176$ mm

$\sigma_{sd} = 10^3 \times 74 / (2 \times 491) = 76$ N/mm², $f_{bd} = 2.25 \times f_{ctd} = 2.25 \times 1.20 = 2.70$ N/mm²

Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 0.70 \times 176, > (10 \times 25, 100) = 260$ mm (EC2 §8.4.4)

Progetto lunghezza di sovrapposizione $l_o = 1.5 \times 176, > (15 \times 25, 200) = 380$ mm (EC2 §8.7.3)

20.4. Resistenza passiva del terreno a lato della fondazione

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.5)

Angolo di attrito interno del terreno $\phi / \gamma_M = 30.00 / 1.25 = 24.00^\circ$

Peso specifico del terreno $\gamma = 18.00$ kN/m³

Profondità del fondazione $h_f = 2.700$ m

Altezza fondazione $h = 0.700$ m

Larghezza fondazione $B_y = 2.000$ m

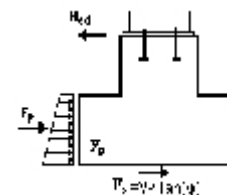
Coefficiente di spinta passiva $K_p = 2.371$

Pressione del terreno alla sommità $p_1 = 18.00 \times 2.000 \times 2.371 = 85.36$ kN/m²

Pressione del terreno in basso $p_2 = 18.00 \times 2.700 \times 2.371 = 115.24$ kN/m²

Azione del terreno $F_{prd} = 0.5 \times (85.36 + 115.24) \times 2.000 \times 0.700 = 140.42$ kN

Punto di applicazione dell'azione $y_p = 0.433$ m

**20.5. Controllare la stabilità per forze verso l'alto (Plinto di calcestruzzo)**

Carico (EQU), 0.90xPermanente + 1.50xVariabile (EC7 §2.4.7.2)

Forze verticali verso l'alto $N_{dst,d} = 16$ kN

Forze verticali verso il basso $G = 102.00 + 120.96 = 222.96$ kN

Trattenere le forze $N_{stb,d} = \gamma \times G = 0.90 \times 222.96 = 201$ kN

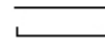
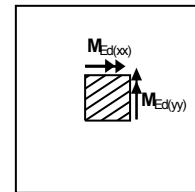
$N_{dst,d} = 16$ kN < 201 kN = $N_{stb,d}$, La verifica è soddisfatta

20.6. Verifica della capacità portante del suolo (Plinto di calcestru (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

Carico (STR,GEO), 1.30xPermanente + 1.50xVariabile (EC7 §2.4.7.3)

Carichi di progetto

Vertical load at foundation bottom $N_{ed} = 116.89 + 1.30 \times (102.00 + 120.96) = 406.74 \text{ kN}$
 Vertical load at foundation top $N_{ed1} = 116.89 + 1.30 \times 32.00 = 158.49 \text{ kN}$

Pressione del terreno $q = 10^{-3} \times 406.74 / (2.000 \times 2.000) = 0.102 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$ Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)Area effettiva di progetto del plinto $A' = 2.000 \times 2.000 = 4.00 \text{ m}^2$ (EC7 Annessi D)Portata di progetto del plinto $R_d = A' \cdot q_u / \gamma_{qu}$, $q_u = 0.20 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{qu} (\text{EQU, GEO}) = 1.40$ $R_d = 1000 \times 4.00 \times 0.200 / 1.40 = 571.43 \text{ kN} > V_d = 406.74 \text{ kN}$ $N_{ed} = 406.74 \text{ kN} < 571.43 \text{ kN} = N_{rd}$, La verifica è soddisfatta**20.7. Progettazione per flessione (Plinto di calcestruzzo) (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)****Flessione sulla superficie inferiore** $M_{ed}(yy) = 0.125 \times 158 \times 2.000 \times (1 - 0.800 / 2.000)^2 = 14.26 \text{ kNm}$ $M_{ed}(xx) = 0.125 \times 158 \times 2.000 \times (1 - 0.800 / 2.000)^2 = 14.26 \text{ kNm}$ $M_{ed} = 14.26 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 641 \text{ mm}$, $K_d = 24.00$, $x/d = 0.01$ $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.2 / 20.0$, $K_s = 2.31$, $A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ Armatura minima $s \leq 400 \text{ mm}$ ($\text{Ø}16/30.0$, $A_s = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)Armatura minima $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) $M_{ed} = 14.26 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 641 \text{ mm}$, $K_d = 24.00$, $x/d = 0.01$ $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.2 / 20.0$, $K_s = 2.31$, $A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ Armatura minima $s \leq 400 \text{ mm}$ ($\text{Ø}16/30.0$, $A_s = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$)Armatura minima $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$)**Armatura del plinto sulla superficie inferiore****Armatura in acciaio nella direzione x-x:** $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$), $8\text{Ø}16$ (16.08 cm^2)**Armatura in acciaio nella direzione y-y:** $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$), $8\text{Ø}16$ (16.08 cm^2)**Flessione sulla superficie superiore** $M_{ed}(yy) = 0.125 \times 16 \times 2.000 \times (1 - 0.800 / 2.000)^2 = 1.46 \text{ kNm}$ $M_{ed}(xx) = 0.125 \times 16 \times 2.000 \times (1 - 0.800 / 2.000)^2 = 1.46 \text{ kNm}$ $M_{ed} = 1.46 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 641 \text{ mm}$, $K_d = 75.03$, $x/d = 0.00$ $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.1 / 20.0$, $K_s = 2.30$, $A_s = 0.05 \text{ cm}^2$ Armatura minima $s \leq 400 \text{ mm}$ ($\text{Ø}16/30.0$, $A_s = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)Armatura minima $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$) $M_{ed} = 1.46 \text{ kNm}$, $b = 2000 \text{ mm}$, $d = 641 \text{ mm}$, $K_d = 75.03$, $x/d = 0.00$ $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.1 / 20.0$, $K_s = 2.30$, $A_s = 0.05 \text{ cm}^2$ Armatura minima $s \leq 400 \text{ mm}$ ($\text{Ø}16/30.0$, $A_s = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$)Armatura minima $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$)**Armatura del plinto sulla superficie superiore****Armatura in acciaio nella direzione x-x:** $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$), $8\text{Ø}16$ (16.08 cm^2)**Armatura in acciaio nella direzione y-y:** $\text{Ø}16/30.0$ ($6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$), $8\text{Ø}16$ (16.08 cm^2)**20.8. Progettazione a taglio (Plinto di calcestruzzo) (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)**

La progettazione a taglio è coperta dalla progettazione a punzonatura per taglio, dal momento che la superficie critica di rottura viene considerata per un angolo di 45°

20.9. Progettazione per punzonatura a taglio (Plinto di calcestruzzo) (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

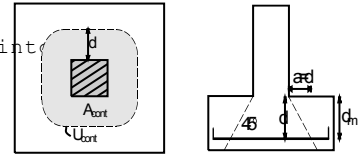
Mensole di fondazione in x-x, $L1=0.600 < d=0.641\text{m}$, $L2=0.600 < d=0.641\text{m}$

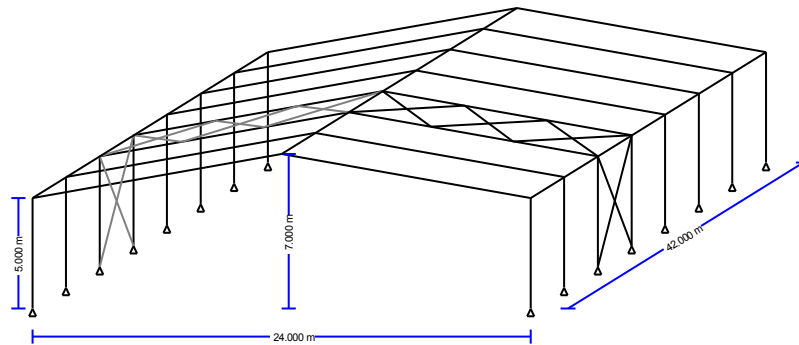
Mensole di fondazione in y-y, $L1=0.600 < d=0.641\text{m}$, $L2=0.600 < d=0.641\text{m}$

la larghezza delle mensole di fondazione è < dell'altezza del plinto

La superficie di rottura critica per l'angolo di 45° ,
è fuori dall'area del plinto.

La verifica della punzonatura a taglio è soddisfatta





21. Sistema di vincolo trasversale

Numero di telai in direzione trasversale 8, a interasse 6.000m. Sono forniti 1 sistemi di rinforzo totali. Ogni sistema di rinforzo porta $1/1=1.00$ del carico orizzontale totale. Il sistema di rinforzo del tetto consiste di controventamenti disposti in diagonale a $24/6=4.000m$. Il sistema di rinforzo verticale sui pilastri consiste di due (2) controventi diagonali dalla sommità alla base della colonna successiva, che agiscono come tirante e puntone.

21.1. Proprietà della sezione, Elemento di rinforzo

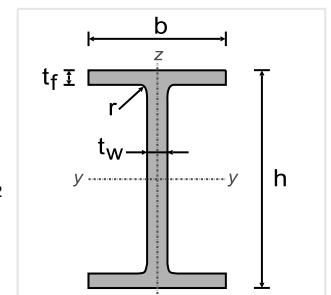
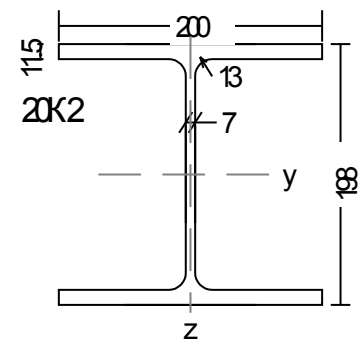
Sezione 20K2-S 355

Quote della sezione

Altezza della sezione	$h = 198.00$ mm
Larghezza della sezione	$b = 200.00$ mm
Altezza dell'anima	$h_w = 186.50$ mm
Altezza tratto rettilineo anima	$d_w = 149.00$ mm
Spessore dell'anima	$t_w = 7.00$ mm
Spessore dell'ala	$t_f = 11.50$ mm
Raggio del raccordo	$r = 13.00$ mm
Massa volumica	$= 46.90$ Kg/m

Proprietà della sezione

Area	$A = 5970$ mm ²	
Momento di inerzia	$I_y = 44.220 \times 10^6$ mm ⁴	$I_z = 15.340 \times 10^6$ mm ⁴
Modulo di resistenza	$W_y = 447.00 \times 10^3$ mm ³	$W_z = 153.00 \times 10^3$ mm ³
Plastico modulo di resistenza	$W_{py} = 482.54 \times 10^3$ mm ³	$W_{pz} = 232.14 \times 10^3$ mm ³
Raggio di inerzia	$i_y = 86.1$ mm	$i_z = 50.7$ mm
Area di taglio	$A_{vz} = 1750$ mm ²	$A_{vy} = 4600$ mm ²
Costante di torsione	$I_t = 0.254 \times 10^6$ mm ⁴	$i_p = 100$ mm
Costante di ingobbamento	$I_w = 133.33 \times 10^9$ mm ⁶	



21.2. Carichi orizzontali

Carico vento sulla superficie della muratura, $w_k = 0.90 \text{ kN/m}^2$, $C_{pe}, D = 0.8$, $C_{pe}, E = (\text{DM2008, Tab. 7.1})$

Azione di taglio alla base dovuta al sisma secondo il metodo delle forze la (DM2008, §4.3.3.2)

Spinta vento trasversale/m sulla copertura

$$q_{ed, w} = 1.50 \times 0.90 \times (0.8 + 0.5) \times 7.000 / 2 = 6.14 \text{ kN/m}$$

Carico sismico trasversale/m sulla copertura

$$q_{ed, e} = 1.00 \times (7 \times 0.0) / 24.000 = 0.00 \text{ kN/m}$$

Carico trasversale/m sulla copertura

$$= \max(6.14, 0.00) = 6.14 \text{ kN/m}$$

Carico/m sul sistema di rinforzo, sulla copertura

$$q_{ed} = (1/1) \times 6.14 = 6.14 \text{ kN/m}$$

Carico sul sistema di rinforzo, sulla copertura

$$Q_{ed1} = 6.14 \times 4.000 = 24.6 \text{ kN}$$

Carico sul sistema di rinforzo, sulla sommità della colonna

$$Q_{ed2} = 6.14 \times 24.000 / 2 = 73.7 \text{ kN}$$

trave di rinforzo orizzontale (copertura)

La trave rinforzata in copertura è caricata con carichi concentrati orizzontali $Q_{ed1} = 6.1 \times 4.000 = 24.6$ ai nodi del sistema di rinforzo (a passo $L/6 = 4.000$ m).

La trave rinforzata è appoggiata orizzontalmente sui pilastri

Lunghezza degli elementi della trave rinforzata 7.211 m, inclinazione $\varphi = 56.31^\circ$, $\tan\varphi = 6.000/4.000 = 1.5$

Forze sugli elementi della trave rinforzata

Compressione $N_{ced1} = 1.00 \times 24.6 / \sin 56.31 = 29.6$ kN

Trazione $N_{ted1} = 0.50 \times 24.6 / \sin 56.31 = 14.8$ kN

Trave rinforzata verticale (pannello)

Il sistema di rinforzo verticale è caricato con carichi concentrati orizzontali $Q_{ed2} = 73.7$ kN alla sommità del pilastro $h = 5.000$ m.

Lunghezza degli elementi della trave rinforzata 7.810 m, inclinazione $\varphi = 39.81^\circ$, $\tan\varphi = 5.000/6.000 = 0.833$

Forze negli elementi di rinforzo

Trazione $N_{ted2} = 1.00 \times 73.7 / \cos 39.81 = 95.9$ kN

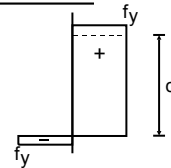
21.3. Classificazione delle sezioni, Compressione N_c (Elemento di rinforzo) (EN1993-1-1, §5.5)Anima

$c = 198.0 - 2 \times 11.5 - 2 \times 13.0 = 149.0$ mm, $t = 7.0$ mm, $c/t = 149.0/7.0 = 21.29$

S 355, $t = 7.0 \leq 40$ mm, $f_y = 355$ N/mm², $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 21.29 \leq 33\epsilon = 33 \times 0.81 = 26.73$

L'anima è classe 1 (EN1993-1-1, Tab. 5.2)

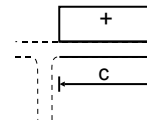
Ala

$c = 200.0/2 - 7.0/2 - 13.0 = 83.5$ mm, $t = 11.5$ mm, $c/t = 83.5/11.5 = 7.26$

S 355, $t = 11.5 \leq 40$ mm, $f_y = 355$ N/mm², $\epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$

$c/t = 7.26 \leq 9\epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$

L'ala è classe 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



La classificazione complessiva della sezione è Classe 1, Compressione N_c , ed

21.4. Resistenza della sezione, Elemento di rinforzo

(EN1993-1-1, §6.2)

Stato limite ultimo, Verifica della trazione

(EN1993-1-1, §6.2.3)

$N_{t,ed} = 95.94$ kN

Resistenza a Trazione $N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 5970 \times 355 / 1.00 = 2119.35$ kN

$N_{t,ed} = 95.94$ kN < 2119.35 kN = $N_{t,rd} = N_{plrd}$, La verifica è soddisfatta

Stato limite ultimo, Verifica della compressione

(EN1993-1-1, §6.2.4)

$N_{c,ed} = 29.60$ kN

Resistenza a Compressione $N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 5970 \times 355 / 1.00 = 2119.35$ kN

$N_{c,ed} = 29.60$ kN < 2119.35 kN = $N_{c,rd} = N_{plrd}$, La verifica è soddisfatta

21.5. Stabilità flessurale, Elemento di rinforzo (Stato limite ultimo)

(EN1993-1-1, §6.3.1)

Lunghezze libere di inflessione: $L_{cr,y} = 1.000 \times 7211 = 7211$ mm, $L_{cr,z} = 1.000 \times 7211 = 7211$ mm

Snellezza non-dimensionale (Classe della sezione: 1)

(EC3 §6.3.1.3)

$\bar{\lambda}_y = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,y})} = (L_{cr,y} / i_y) \cdot (1 / \lambda_1) = (7211 / 86.1) \times (1 / 76.06) = 1.102$

$\bar{\lambda}_z = \sqrt{(A \cdot f_y / N_{cr,z})} = (L_{cr,z} / i_z) \cdot (1 / \lambda_1) = (7211 / 50.7) \times (1 / 76.06) = 1.870$

$\lambda_1 = \pi \sqrt{(E / f_y)} = 93.9\epsilon = 76.06$, $\epsilon = \sqrt{(235 / f_y)} = 0.81$

$h/b = 198/200 = 0.99 < 1.20$, $t_f = 11.5$ mm ≤ 100 mm

y-y curva di stabilità: b, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_y = 0.34$, $\chi_y = 0.534$ (T.6.2, T.6.1, Fig.6.4)

$\Phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (1.102 - 0.2) + 1.102^2] = 1.261$

$\chi_y = 1 / [\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)}] = 1 / [1.261 + \sqrt{(1.261^2 - 1.102^2)}] = 0.534 < 1$ $\chi_y = 0.534$

z-z curva di stabilità: c, Coefficiente di imperfezione: $\alpha_z = 0.49$, $\chi_z = 0.220$

$\Phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.49 \times (1.870 - 0.2) + 1.870^2] = 2.658$

$\chi_z = 1 / [\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)}] = 1 / [2.658 + \sqrt{(2.658^2 - 1.870^2)}] = 0.220 < 1$ $\chi_z = 0.220$

Coefficiente di riduzione $\chi = 1 / [\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \bar{\lambda}^2)}]$, $\chi \leq 1.0$, $\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, $\chi = 0.22$ (EC3 Eq.6.49)

$N_{b,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.220 \times [10^{-3}] \times 5970 \times 355 / 1.00 = 466.26$ kN

(EC3 Eq.6.47)

$N_{c,ed} = 29.60$ kN < 466.26 kN = $N_{b,rd}$, La verifica è soddisfatta

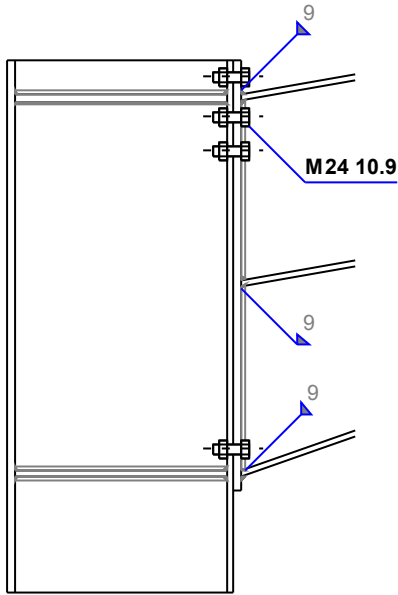
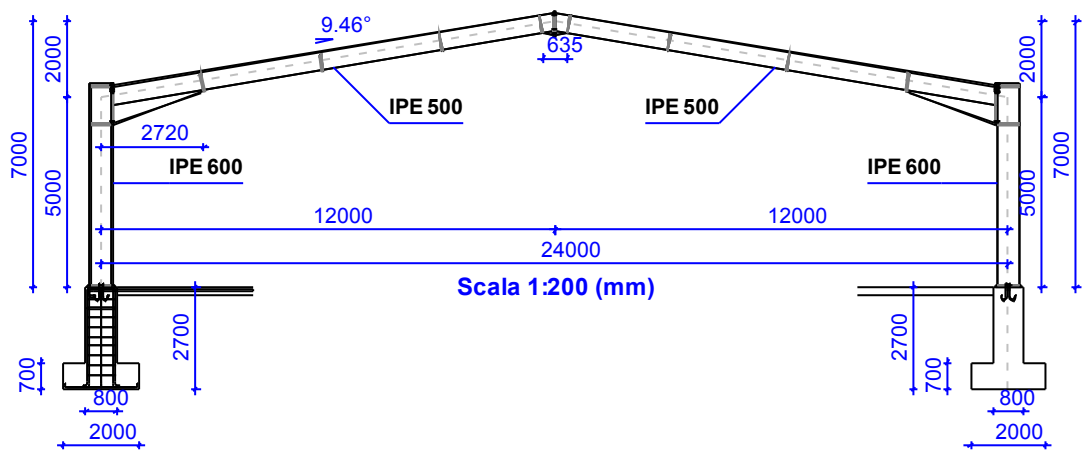
21.6. Bulloni che collegano i rinforzi

<u>Dati connessione bulloni, Elemento di rinforzo</u>		(EN1993-1-8)
Tipo di connessione	Connessione piastra di estremità, bulloni non precaricati	
Categoria della connessione	Categoria A: tipo portante	(EC3-1-8 §3.4.1)
Elementi connessi	Spessore t=12 mm	
Bulloni	M20, Classe di resistenza 10.9	
Diametro bulloni	d = 20 mm	
Diametro dei fori	do = 22 mm	
Area nominale	$n d^2/4 = \pi \times 20^2/4 = 314.2 \text{ mm}^2$	
Area soggetta alla trazione	As = 314.2 mm ²	
Classe di resistenza dei bulloni	10.9, f _{yb} =900N/mm ² , f _{ub} =1000N/mm ²	(EC3-1-8 §3.1.1)

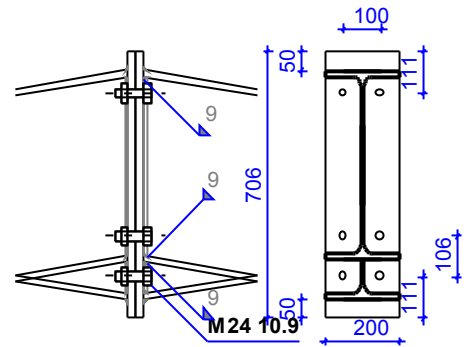
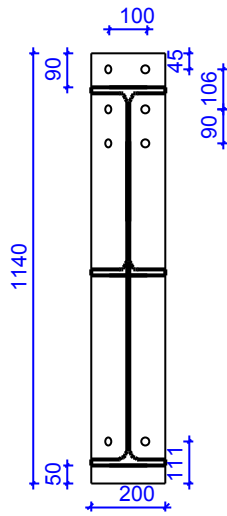
Resistenza a taglio dei bulloni (EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)
 $F_{v,rd} = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \times 0.50 \times 1000 \times 314.2 / 1.25 = 125.7 \text{ kN}$

Resistenza a rifollamento dei bulloni (EN1993-1-8, §3.6.1 Tab.3.4)
 $F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
t=11.5mm, d=20mm, do=22mm, e1=50mm, e2=50mm, p1=100mm, f_{ub}=1000kN/mm², f_u=360kN/mm²,
 $\alpha_b = \min[f_{ub}/f_u, 1, e1/3d_o, p1/3d_o - 1/4] = \min[1000/360, 1, 50/(3 \times 22), 100/(3 \times 22) - 0.25] = 0.76$
 $k_1 = \min[2.8e2/d_o - 1.7, 2.5] = \min[2.8 \times 50/22 - 1.7, 2.5] = 2.50$
 $F_{b,rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = [10^{-3}] \times 2.50 \times 0.76 \times 360 \times 20 \times 11.5 / 1.25 = 125.5 \text{ kN}$

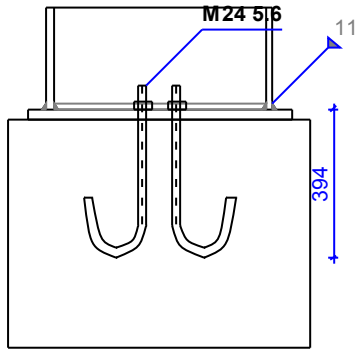
Bulloni necessari per il rinforzo $95.9/125.5 = 1 \text{ M20, Classe 10.9}$



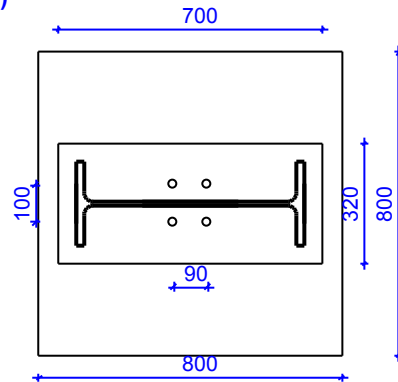
Connessione gronda Scala 1:20 (mm)

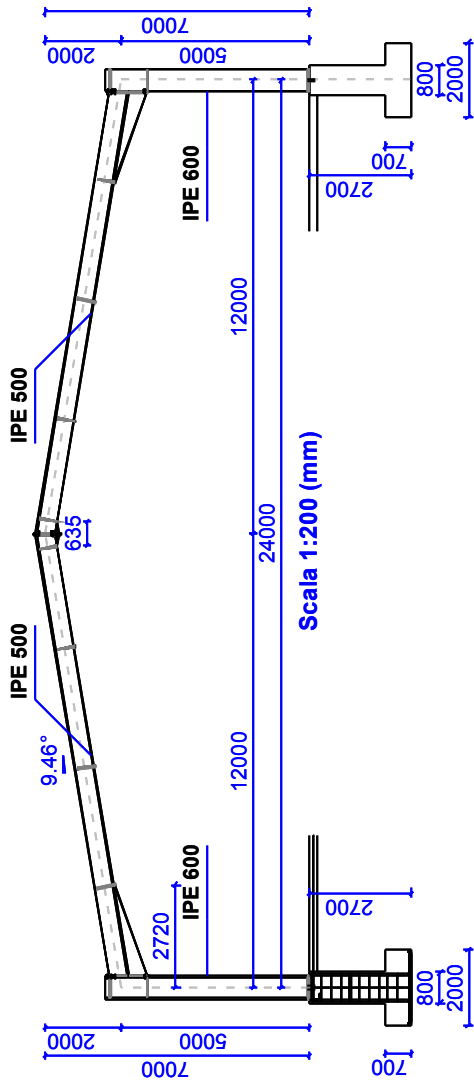


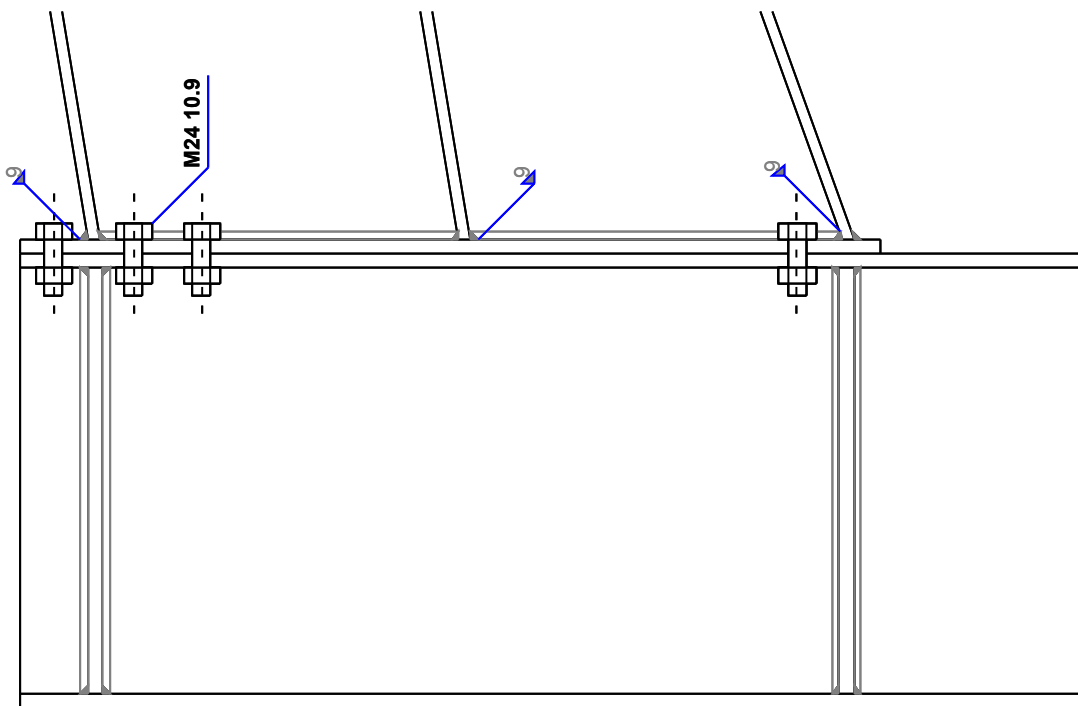
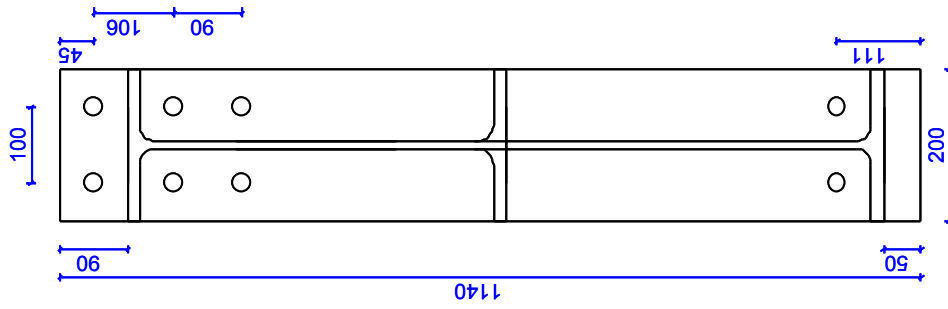
Connessione sommità Scala 1:20 (mm)



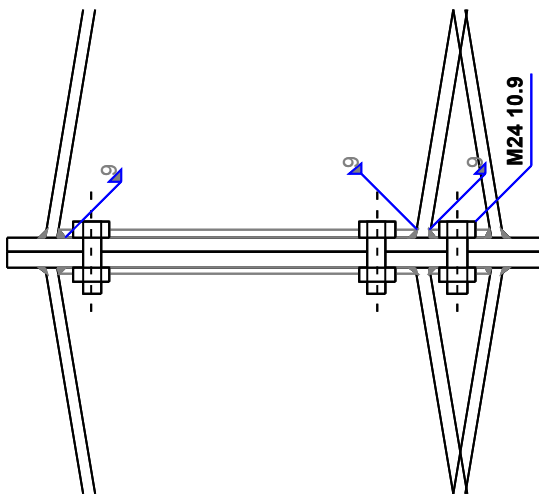
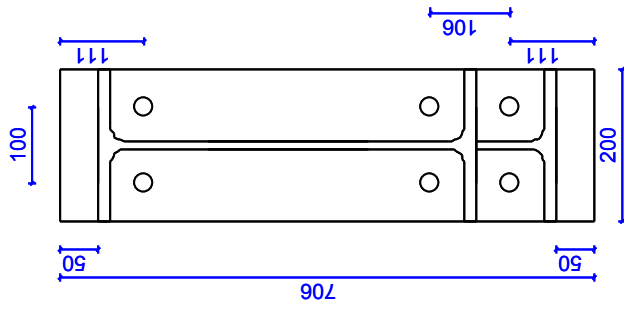
Connessione base Scala 1:20 (mm)



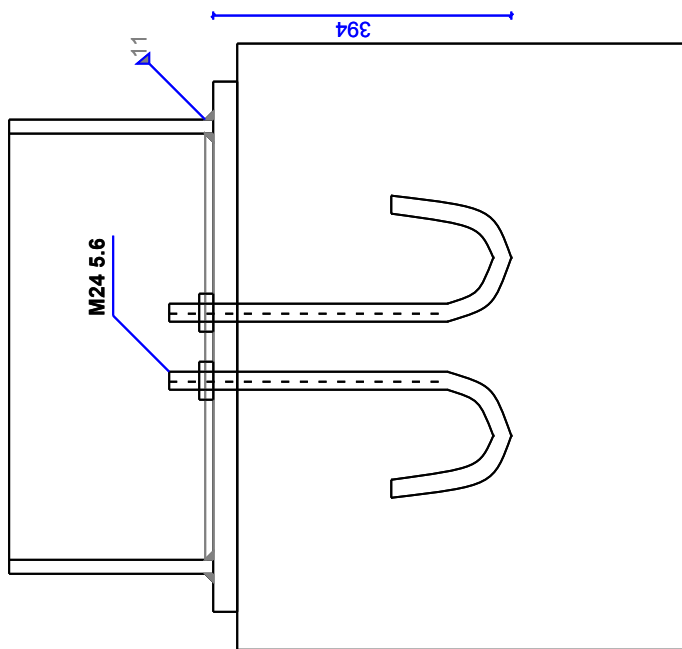
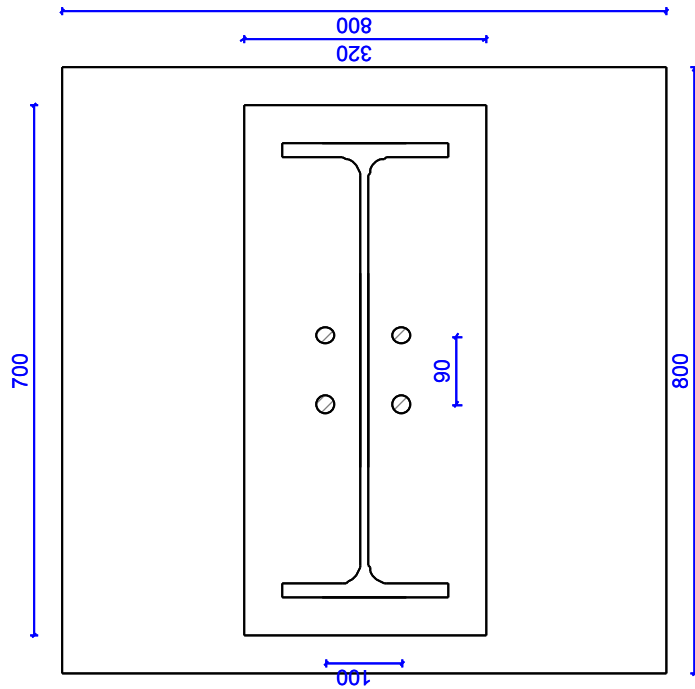




Connessione gronda Scala 1:10 (mm)



Connessione sommità Scala 1:10 (mm)



Connessione base Scala 1:10 (mm)

Indice

1. *Normative di calcolo*
2. *Dati principali*
 - 2.1. *Geometria della struttura del telaio*
 - 2.2. *Sezioni di acciaio*
 - 2.3. *Unioni di acciaio*
 - 2.4. *Base e fondazione del pilastro*
3. *Materiali e Parametri del codice*
 - 3.1. *Materiali*
4. *Carichi*
 - 4.1. *Carichi permanenti*
 - 4.2. *Sovraccario*
 - 4.3. *Carico neve*
 - 4.4. *Carico neve sul telaio*
 - 4.5. *Carico da vento*
 - 4.6. *Spinta del vento sul telaio*
 - 4.7. *Azione sismico*
5. *Valori di progetto dei Carichi*
 - 5.1. *Fattori di combinazione*
 - 5.2. *Stato limite ultimo (SLU) (EQU)*
 - 5.3. *Stato limite ultimo (SLU) (STR)*
 - 5.4. *Stato limite di esercizio (SLE)*
 - 5.5. *Stato limite ultimo (SLU) Condizioni sismiche*
 - 5.6. *Riassunto delle combinazioni di carico*
6. *Sezioni di acciaio*
 - 6.1. *Sezione pilastro*
 - 6.2. *Sezione puntone*
 - 6.3. *Sezione tratto rastremato a fine tratto rastremato*
 - 6.4. *Sezione tratto rastremato a metà tratto rastremato*
7. *Analisi agli elementi finiti*
 - 7.1. *Dati usati per l'analisi elastica*
8. *Risultati dell'analisi statica-lineare-elastica*
 - 8.1. *Spostamenti [mm]*
 - 8.2. *Reazioni agli appoggi*
 - 8.3. *Forze assiali Ned [kN]*
 - 8.4. *Forze di taglio Ved [kN]*
 - 8.5. *Momenti a flessione Med [kNm]*
9. *Risultati dell'analisi dinamica*
 - 9.1. *Frequenze proprie e periodi propri della struttura*
 - 9.2. *Carichi sismici, Metodo delle forze laterali*
 - 9.3. *Carichi sismici, Analisi dello spettro di risposta modale*
 - 9.4. *Progetto per carico sismico*
 - 9.5. *Effetti del secondo ordine*
 - 9.6. *Forze massime e momenti flettenti per carico sismico*
10. *Progetto degli arcarecci*
 - 10.1. *Materiali*
 - 10.2. *Caricamento*
 - 10.3. *Valori di progetto dei Carichi, Combinazioni di carico*
 - 10.4. *Carichi di Progetto*
 - 10.5. *Proprietà della sezione, Arcarecci*
 - 10.6. *Stato limite di esercizio (SLE), Arcarecci*

Indice

- 10.7. *Classificazione delle sezioni, Flessione My (Sezione arcareccio)*
- 10.8. *Resistenza della sezione, Sezione arcareccio*
- 10.9. *Vincolo laterale della lamiera*
- 10.10. *Stabilità flessio-torsionale (Arcareccio lateralmente vincolato)*
- 11. *Analisi globale*
 - 11.1. *Effetti della geometria deformata della struttura*
 - 11.2. *Imperfezioni per analisi globale*
 - 11.3. *Effetto delle imperfezioni per i pilastri*
 - 11.4. *Forze interne e momenti a flessione con effetti delle imperfezioni*
 - 11.5. *Forze assiali Ned [kN]*
 - 11.6. *Forze di taglio Ved [kN]*
 - 11.7. *Momenti a flessione Med [kNm]*
- 12. *Stato limite di esercizio (SLE)*
 - 12.1. *Freccia verticale in sommità*
 - 12.2. *Freccia orizzontale in sommità pilastro*
 - 12.3. *Effetti dinamici*
- 13. *Verifica Pilastro (Stato limite ultimo)*
 - 13.1. *Classificazione delle sezioni, Pilastro*
 - 13.2. *Resistenza della sezione, Pilastro (Stato limite ultimo)*
 - 13.3. *Stabilità flessurale, Pilastro (Stato limite ultimo)*
 - 13.4. *Stabilità flessio-torsionale, Pilastro*
 - 13.5. *Forza assiale e momento a flessione, Pilastro*
- 14. *Verifica puntone (Stato limite ultimo)*
 - 14.1. *Classificazione delle sezioni, Puntone*
 - 14.2. *Resistenza della sezione, Puntone (Stato limite ultimo)*
 - 14.3. *Resistenza all'instabilità, Puntone zona mezzeria (Stato limite ultimo)*
 - 14.4. *Stabilità flessurale, Puntone zona mezzeria (Stato limite ultimo)*
 - 14.5. *Stabilità flessio-torsionale, Puntone zona mezzeria*
 - 14.6. *Forza assiale e momento a flessione, Puntone zona mezzeria*
 - 14.7. *Resistenza all'instabilità, Puntone zona testata (Stato limite ultimo)*
 - 14.8. *Stabilità flessurale, Puntone zona testata (Stato limite ultimo)*
 - 14.9. *Stabilità flessio-torsionale, Puntone zona testata*
 - 14.10. *Forza assiale e momento a flessione, Puntone zona testata*
 - 14.11. *Resistenza all'instabilità, Contizioni di sollevamento del puntone (Stato limite ultimo)*
 - 14.12. *Stabilità flessurale, Contizioni di sollevamento del puntone (Stato limite ultimo)*
 - 14.13. *Stabilità flessio-torsionale, Contizioni di sollevamento del puntone*
- 15. *Verifica tratto rastremato (Stato limite ultimo)*
 - 15.1. *Classificazione delle sezioni, a fine tratto rastremato*
 - 15.2. *Resistenza della sezione, a fine tratto rastremato (Stato limite ultimo)*
 - 15.3. *Stabilità fuori-piano, a fine tratto rastremato (Stato limite ultimo)*
 - 15.4. *Classificazione delle sezioni, a metà tratto rastremato*
 - 15.5. *Resistenza della sezione, a metà tratto rastremato (Stato limite ultimo)*
 - 15.6. *Stabilità fuori-piano, a metà tratto rastremato (Stato limite ultimo)*
- 16. *Dati connessione*
 - 16.1. *Dati connessione bulloni (gronda, sommità)*
 - 16.2. *Distanze dal bordo e passo dei bulloni (gronda, sommità)*
 - 16.3. *Resistenza di progetto dei bulloni singoli (gronda, sommità)*
- 17. *Connessione sommità*
 - 17.1. *Dati principali (Connessione sommità)*
 - 17.2. *Dati connessione (Connessione sommità)*

Indice

- 17.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (Connessione sommità)
- 17.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (Connessione sommità)
- 17.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (sommità)
- 17.6. Ala e anima puntone in compressione (sommità)
- 17.7. Anima puntone in trazione (sommità)
- 17.8. Momento resistente della connessione (sommità)
- 17.9. Resistenza a Taglio (Connessione sommità)
- 18. Connessione gronda
 - 18.1. Dati principali (Connessione gronda)
 - 18.2. Dati connessione (Connessione gronda)
 - 18.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (Connessione gronda)
 - 18.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (Connessione gronda)
 - 18.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (gronda)
 - 18.6. Ala e anima puntone in compressione (gronda)
 - 18.7. Anima puntone in trazione (gronda)
 - 18.8. Geometria della connessione lato pilastro (gronda)
 - 18.9. Lunghezza efficace della connessione lato pilastro (gronda)
 - 18.10. Lato pilastro, Resistenza della flangia a T (gronda)
 - 18.11. Pilastro-anima in flessione trasversale (gronda)
 - 18.12. Resistenza di progetto dei rinforzi in compressione (gronda)
 - 18.13. Momento resistente della connessione (gronda)
 - 18.14. Resistenza a Taglio (Connessione gronda)
- 19. Connessione alla base del pilastro
 - 19.1. Dati principali (Connessione base)
 - 19.2. Resistenza di progetto dei bulloni singoli (base)
 - 19.3. Geometria della connessione della piastra di estremità (base)
 - 19.4. Lunghezza efficace della piastra di estremità (base)
 - 19.5. Piastra di estremità, Resistenza della flangia a T (base)
 - 19.6. Anima pilastro in trazione (base)
 - 19.7. Resistenza a trazione della connessione
 - 19.8. Resistenza a Taglio (Connessione base)
 - 19.9. Resistenza a rifollamento (Connessione base)
 - 19.10. Resistenza di ancoraggio (Connessione base)
- 20. Plinto di calcestruzzo
 - 20.1. Carichi di progetto sul plinto in calcestruzzo
 - 20.2. Dimensioni, materiali, carichi (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.3. Catena per forze orizzontali (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.4. Resistenza passiva del terreno a lato della fondazione
 - 20.5. Controllare la stabilità per forze verso l'alto (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.6. Verifica della capacità portante del suolo (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.7. Progettazione per flessione (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.8. Progettazione a taglio (Plinto di calcestruzzo)
 - 20.9. Progettazione per punzonatura a taglio (Plinto di calcestruzzo)
- 21. Sistema di vincolo trasversale
 - 21.1. Proprietà della sezione, Elemento di rinforzo
 - 21.2. Carichi orizzontali
 - 21.3. Classificazione delle sezioni, Compressione Nc (Elemento di rinforzo)
 - 21.4. Resistenza della sezione, Elemento di rinforzo
 - 21.5. Stabilità flessurale, Elemento di rinforzo (Stato limite ultimo)
 - 21.6. Bulloni che collegano i rinforzi

Indice