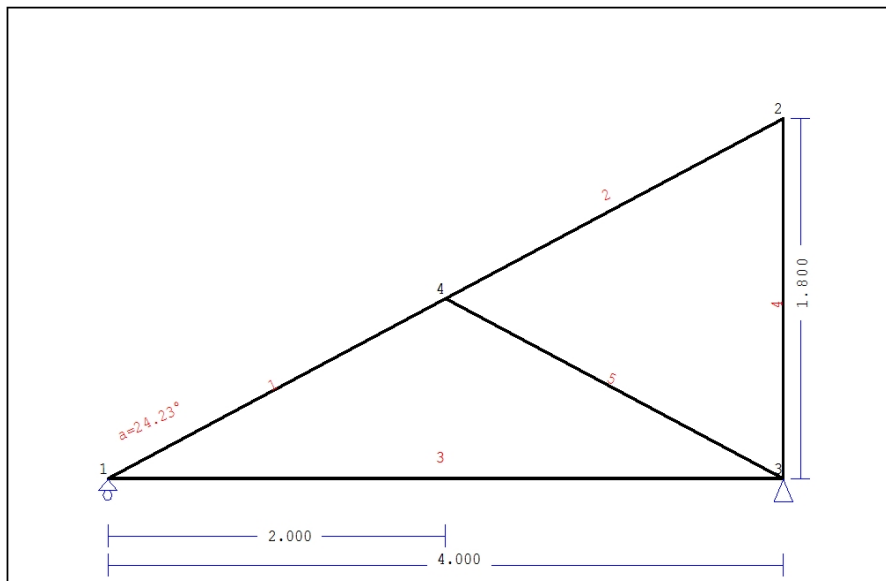


1. PADIGLIONE-02-4

Tetto con capriate di tipo N (monofalda)



1.1. Descrizione tecnica

1.1.1. Tipologia costruttiva

Tetto in legno D40. La tipologia della capriata è illustrata nel disegno soprastante.

Luce della capriata 4.000m, altezza 1.800m, inclinazione 24.23°, interasse delle capriate 3.700m

Assito costituito da legno di classe C22, spessore 20 mm

Travetti in legno di classe C22, con dimensioni 75x130 mm, ad interasse 0.300 m

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, 2, sezione 75x225 [mm]

Elementi 3, sezione 75x225 [mm]

Elementi 4, sezione 75x225 [mm]

Elementi 5, sezione 75x225 [mm]

Volume della capriata = 0.209 m³, peso proprio della capriata = 1.127 kN

1.1.2. Normative di calcolo

Norme Tecniche per le Costruzioni (DM2008)

UNI EN1990-1-1:2004, Eurocodice 0 Parte 1-1, Basi di calcolo

UNI EN1991-1-1:2004, Eurocodice 1 Parte 1-1, Azioni sulle strutture

DM2008, §3.4, Azioni della neve

DM2008, §3.3, Azioni del vento

UNI EN1995-1-1:2009, Eurocodice 5 Parte 1-1, Progettazione delle strutture di legno

1.1.3. Metodo di calcolo

Gli sforzi interni alla capriata sono calcolati mediante analisi ad elementi finiti. La capriata è considerata come un elemento trave reticolare a due dimensioni. La rigidità delle unioni è modulata secondo il grado desiderato di rigidità. Per calcolare il valore di progetto degli sforzi interni, gli sforzi interni sono dapprima calcolati come sforzi unitari e successivamente, dalle loro combinazioni si ottengono gli sforzi interni nelle varie condizioni di carico. Tutte le combinazioni di carico previste dall'Eurocodice 5 sono considerate, e le verifiche sono svolte nelle condizioni di carico più sfavorevoli, per le combinazioni di carico, allo stato limite ultimo di progetto, secondo EN1995-1-1, §6. Le giunzioni sono considerate come unioni con bulloni con piastre metalliche e sono dimensionate secondo EN1995-1-1, §8. In aggiunta le deformazioni sono verificate nello stato limite di servizio, secondo UNI EN1995-1-1:2009, §7.

1.1.4. Proprietà dei materiali (capriata) (NTC-DM2008, §4.4)

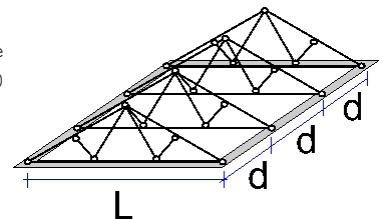
Classe del legno : D40

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 40.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 24.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.6 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 26.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 8.3 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 4.0 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 13000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 10900 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 860 \text{ MPa}$ $G_m = 810 \text{ MPa}$, $\rho_k = 550 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.5. Proprietà dei materiali (legname, finitura) (NTC-DM2008, §4.4)**

Classe del legno : C22

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.6. Proprietà dei materiali (legname, travetti) (NTC-DM2008, §4.4)**

Classe del legno : C22

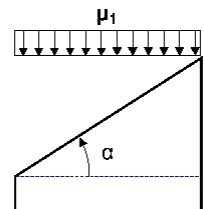
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **1.1.7. Carichi distribuiti sulla copertura**Carico permanente del manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$ (Tegole)Travetti, assito, isolamento $G_t = 0.100 \text{ kN/m}^2$ $G_e + G_t = 0$ Peso del controsoffitto del tetto $G_c = 0.000 \text{ kN/m}^2$ Carico della neve sul terreno $S_k = 1.500 \text{ kN/m}^2$ Pressione del vento sulle superfici vert. $Q_w = 0.754 \text{ kN/m}^2$ Carico (categoria H) $Q_i = 0.500 \text{ kN/m}^2$ **1.2. Azioni della neve (DM2008, §3.4)**Carico neve al suolo S_k (DM2008, §3.4.2)

Classe di importanza 1, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)

Zona climatica : I , altitudine del suolo sul livello del mare = 200 m

 $s_{sk} = 1.500 \text{ kN/m}^2$ ($s_s = 200 \leq 200 \text{ m}$)Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k = q_{ref}(T) = 1.500 \text{ kN/m}^2$

Carico neve sulla copertura (DM2008, §3.4.5)

Inclinazione del tetto : $\alpha = 24.228^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 24.23^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (Tab. 3.4.II)

Azioni della neve (DM2008, §3.4.8.2)

 $S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.500 = 1.200 \text{ kN/m}^2$

1.3. Azioni del vento (DM2008 §3.3)

Pressione del vento $q_b(z)=C_e(z) \cdot V_b^2/1.6$ (DM2008 §3.3.6)

Classe di importanza I, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)

Zona: I, $V_b=25.00\text{m/s}$ ($a_s=500 < a_o=1000\text{m}$), $V_b=25\text{m/s}$, $a_o=1000\text{m}$, $K_a=0.012(1/\text{s})$ (Tab. 3.3.I)

Velocità di riferimento, $T_r=500$ anni (§3.3.2)

Classe di rugosità del terreno= D, $10\text{km} < \text{distanza costa} \leq 30\text{km}$, altitudine di riferimento=500m

Categorie di esposizione del sito: II, $k_r=0.19$, $z_o=0.05\text{m}$, $z_{\min}=4.00\text{m}$ (Tab.3.3.II)

Coefficiente di topografia: $C_t=1.000$ (§3.3.7)

Coefficiente di esposizione: $C_e=0.19^2 \times 1.000 \times \ln(5/0.05) \times [7 + 1.000 \times \ln(5/0.05)] = 1.929$ (§3.3.7)

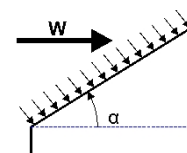
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2/1.6) \times 1.929 = 0.754\text{kN/m}^2$

Pressione del vento $p_f=C_p \cdot q_b$ (DM2008, §3.3.7.1)

Coefficiente di forma C_p (DM2008 §3.3.7.1)

Con inclinazione $\alpha=24.23^\circ$, $C_p=-0.27$

Pressione del vento $p_f=-0.206\text{ kN/m}^2$



1.4. Progettazione della capriata**Caratteristiche geometriche della capriata**

Lunghezza $L=4.000$ m, altezza $H=1.800$ m, interasse capriate $d=3.700$ m
 Inclinazione $=45.00\%$, angolo $\alpha=24.23^\circ$, $\tan\alpha=0.450$, $\sin\alpha=0.410$, $\cos\alpha=0.912$
 Numero dei nodi = 4, numero degli elementi = 5, numero degli appoggi = 2

Coordinate dei nodi**Caratteristiche degli elementi della capriata**

Nodo	x[m]	y[m]	Sup.	Elemento	K1	K2	b x h [mm]	L [m]	A [mm ²]	Iy [mm ⁴]	Wy [mm ³]
1	0.000	0.000	01	1	1	4	75x225	2.193	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
2	4.000	1.800		2	4	2	75x225	2.193	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
3	4.000	0.000	11	3	1	3	75x225	4.000	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
4	2.000	0.900		4	3	2	75x225	1.800	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
				5	4	3	75x225	2.193	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname $=550.00$ kg/m³, peso proprio della capriata $=1.127$ kN
 Interasse delle capriate $d=3.70$ m, peso delle unioni delle capriate $=0.113$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura + peso proprio $Gk1= 2.530$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.000$ kN/m

Carichi lineari variabili di breve durata (kN/m) sulla capriata

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 3.700 = 1.850$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 4.440$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-0.762$ kN/m

Azioni sismiche dovute alle azioni accidentali (kN/m), sulle capriate

AeX Sismica $qh=0.053 \times (G+0.20 \times Qk1)$
 AeY Sismica $qv=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

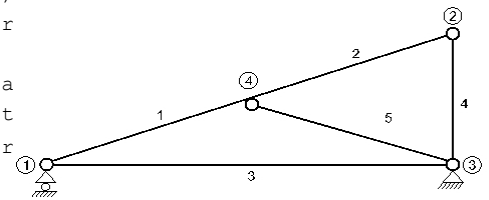
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, ψ_0 (di esercizio Qf) $=0.70$, ψ_0 (neve $Q1$) $=0.70$, ψ_0 (vento $Q2$) $=0.60$)

L.C.	Azioni permanenti-Variabili	Classe di durata
1	$\gamma_g.Gk$	Permanente
2	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk1$	Breve
3	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk2$	Breve
4	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qki$	Breve
5	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk1+\gamma_q.\psi_0.Qk2$	Breve
6	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qk2+\gamma_q.\psi_0.Qk1$	Breve
7	$\gamma_g.Gk+\gamma_q.Qki+\gamma_q.\psi_0.Qk1+\gamma_q.\psi_0.Qk2$	Breve
8	$Gk + \psi_2.Qk1 + AeX$	Accidentale
9	$Gk + \psi_2.Qk1 + AeY$	Accidentale

1.5. Analisi statica della capriata

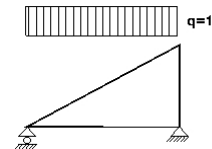
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico unit e sulla base di questi sono calcolati gli sforzi interni per le varie condizioni di carico e combinazioni di carichi.
 Numero dei nodi = 4, numero degli elementi = 5, numero degli



1.5.1. Analisi statica per carichi unitari

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-3.33	0.69	0.01	-2.51	-1.13	-0.46
2	4	2	-0.51	1.13	-0.46	0.31	-0.70	0.01
3	1	3	2.75	0.00	0.00	2.75	0.00	0.00
4	3	2	-0.76	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.00
5	4	3	-3.02	0.00	0.00	-3.02	0.00	0.00



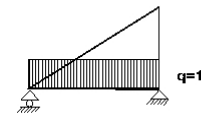
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	2.75	2.00	0.01	-2.75	0.00	0.46
2	4	2	0.00	1.24	-0.46	0.00	0.76	-0.01
3	1	3	-2.75	0.00	0.00	2.75	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.76	0.00	0.00	-0.76	0.00
5	4	3	2.75	-1.24	0.00	-2.75	1.24	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-0.10	-0.04	0.03	-0.10	-0.04	-0.07
2	4	2	-0.02	0.03	-0.07	-0.02	0.03	0.00
3	1	3	0.11	2.00	0.05	0.11	-2.00	0.05
4	3	2	0.04	0.01	-0.02	0.04	0.01	0.00
5	4	3	-0.10	0.01	0.00	-0.10	0.01	0.02



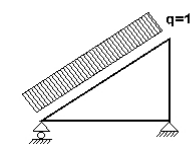
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	0.11	0.00	0.03	-0.11	0.00	0.07
2	4	2	0.01	0.04	-0.07	-0.01	-0.04	0.00
3	1	3	-0.11	2.00	0.05	0.11	-2.00	-0.05
4	3	2	-0.01	-0.04	-0.02	0.01	0.04	0.00
5	4	3	0.10	-0.04	0.00	-0.10	0.04	-0.02

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-2.06	0.82	0.01	-2.06	-1.37	-0.59
2	4	2	0.37	1.37	-0.59	0.37	-0.82	0.01
3	1	3	1.54	0.00	0.00	1.54	0.00	0.00
4	3	2	-0.90	0.00	0.00	-0.90	0.00	0.01
5	4	3	-3.66	0.00	0.00	-3.66	0.00	0.00



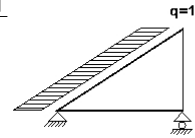
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	1.54	1.60	0.01	-2.44	0.40	0.59
2	4	2	-0.90	1.10	-0.59	0.00	0.90	-0.01
3	1	3	-1.54	0.00	0.00	1.54	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.90	0.00	0.00	-0.90	-0.01
5	4	3	3.34	-1.50	0.00	-3.34	1.50	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi interni per carichi unitari (1 kN/m seismic load)

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]
1	1	4	3.09	0.31	0.01	1.09	-0.59	-0.31
2	4	2	2.14	0.59	-0.31	0.14	-0.31	0.00
3	1	3	-2.94	0.00	0.00	-2.94	0.00	0.00
4	3	2	-0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00	0.00
5	4	3	-1.58	0.00	0.00	-1.58	0.00	0.00

**Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m seismic load)**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	-2.94	-0.99	0.01	0.75	0.99	0.31
2	4	2	-2.19	-0.34	-0.31	0.00	0.34	0.00
3	1	3	2.94	0.00	0.00	-2.94	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.34	0.00	0.00	-0.34	0.00
5	4	3	1.44	-0.65	0.00	-1.44	0.65	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

1.5.2. Forze interne**Forze interne, Carico, : (Gk) Proprio Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000 [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	4	-9.24	1.93	0.03	-6.96	-3.13	-1.29	-8.37	0.00	0.84
2	4	2	-1.42	3.13	-1.29	0.86	-1.93	0.03	-0.01	0.00	0.84
3	1	3	7.64	0.00	0.01	7.64	0.00	0.00	7.64	0.00	0.00
4	3	2	-2.11	0.01	0.00	-2.11	0.01	0.01	-2.11	0.01	0.01
5	4	3	-8.37	0.00	0.00	-8.37	0.00	0.00	-8.37	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 4.440 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	4	-14.79	3.09	0.06	-11.15	-5.01	-2.06	-13.40	0.00	1.34
2	4	2	-2.27	5.01	-2.06	1.38	-3.09	0.05	-0.01	0.00	1.34
3	1	3	12.22	0.00	0.01	12.22	0.00	0.00	12.22	0.00	0.01
4	3	2	-3.38	0.01	0.00	-3.38	0.01	0.02	-3.38	0.01	0.01
5	4	3	-13.39	0.00	0.00	-13.39	0.00	0.00	-13.39	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.762 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	4	1.57	-0.63	-0.01	1.57	1.05	0.45	1.57	0.01	-0.27
2	4	2	-0.28	-1.04	0.45	-0.28	0.63	-0.01	-0.28	-0.01	-0.27
3	1	3	-1.18	0.00	0.00	-1.18	0.00	0.00	-1.18	0.00	0.00
4	3	2	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00
5	4	3	2.79	0.00	0.00	2.79	0.00	0.00	2.79	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne, Carico, : (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.850 [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	4	-6.16	1.29	0.02	-4.64	-2.09	-0.86	-5.58	0.00	0.56
2	4	2	-0.94	2.09	-0.86	0.57	-1.29	0.02	0.00	0.00	0.56
3	1	3	5.09	0.00	0.01	5.09	0.00	0.00	5.09	0.00	0.00
4	3	2	-1.41	0.00	0.00	-1.41	0.00	0.01	-1.41	0.00	0.00
5	4	3	-5.58	0.00	0.00	-5.58	0.00	0.00	-5.58	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne, Carico, : (Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1) [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1[kN]	V1[kN]	M1[kNm]	N2[kN]	V2[kN]	M2[kNm]	Nm[kN]	VQm[kN]	Mm[kNm]
1	1	4	0.60	0.06	0.00	0.21	-0.11	-0.06	0.45	-0.01	0.02
2	4	2	0.42	0.11	-0.06	0.03	-0.06	0.00	0.17	0.01	0.02
3	1	3	-0.57	0.00	0.00	-0.57	0.00	0.00	-0.57	0.00	0.00
4	3	2	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00
5	4	3	-0.31	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

Forze interne, Carico, : (Aey) AeY Sismica $q_v=0.006x(G+0.20xQ_{k1})$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]	Nm [kN]	VQm [kN]	Mm [kNm]
1	1	4	-0.08	0.02	0.00	-0.06	-0.03	-0.01	-0.07	0.00	0.01
2	4	2	-0.01	0.03	-0.01	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.01
3	1	3	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00
4	3	2	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00	0.00
5	4	3	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.00	0.00

(m punto del momento massimo per il carico permanente, o punto medio dell'elemento)

1.5.3. Sforzi all'estremità dell'elemento**Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Gk) Proprio $G_{k1} = 2.530$, $G_{k2} = 0.000$ [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	7.64	5.55	0.03	-7.64	0.00	1.29
2	4	2	0.01	3.44	-1.29	-0.01	2.11	-0.03
3	1	3	-7.64	0.00	0.01	7.64	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	2.11	0.00	0.01	-2.11	-0.01
5	4	3	7.63	-3.43	0.00	-7.63	3.43	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve $Q_{ks} = 4.440$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	12.22	8.88	0.06	-12.22	0.00	2.06
2	4	2	0.01	5.50	-2.06	-0.01	3.38	-0.05
3	1	3	-12.22	0.00	0.01	12.22	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	3.38	0.00	0.01	-3.38	-0.02
5	4	3	12.21	-5.49	0.00	-12.21	5.49	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.762$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-1.18	-1.22	-0.01	1.86	-0.31	-0.45
2	4	2	0.68	-0.84	0.45	0.00	-0.69	0.01
3	1	3	1.18	0.00	0.00	-1.18	0.00	0.00
4	3	2	0.00	-0.69	0.00	0.00	0.69	0.00
5	4	3	-2.55	1.15	0.00	2.55	-1.15	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.850$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	5.09	3.70	0.02	-5.09	0.00	0.86
2	4	2	0.00	2.29	-0.86	0.00	1.41	-0.02
3	1	3	-5.09	0.00	0.01	5.09	0.00	0.00
4	3	2	0.00	1.41	0.00	0.00	-1.41	-0.01
5	4	3	5.09	-2.29	0.00	-5.09	2.29	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Aex) AeX Sismica $q_h=0.053x(G+0.20xQ_{k1})$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	-0.57	-0.19	0.00	0.15	0.19	0.06
2	4	2	-0.43	-0.07	-0.06	0.00	0.07	0.00
3	1	3	0.57	0.00	0.00	-0.57	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.07	0.00	0.00	-0.07	0.00
5	4	3	0.28	-0.13	0.00	-0.28	0.13	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Aey) AeY Sismica $q_v=0.006x(G+0.20xQ_{k1})$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	0.06	0.05	0.00	-0.06	0.00	0.01
2	4	2	0.00	0.03	-0.01	0.00	0.02	0.00
3	1	3	-0.06	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00
5	4	3	0.06	-0.03	0.00	-0.06	0.03	0.00

(sforzi alle estremità dell'elemento nel sistema di coordinate globali x-y)

1.5.4. spostamenti verticali dei nodi (in mm)

nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.02	-0.03	0.01	-0.01
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.36	-0.58	0.08	-0.24

1.5.5. Reazioni agli appoggi (kN)

nodo	reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Fy	5.55	8.88	-1.22	3.70
3	Fx	0.00	0.00	1.37	0.00
3	Fy	5.55	8.88	-1.83	3.70

1.6. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 2.530$, $G_{k2} = 0.000$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 4.440$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.762$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.850$	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica $q_h = 0.053x(G + 0.20xQ_{k1})$	Accidental				
(Aey) AeY Sismica $q_v = 0.006x(G + 0.20xQ_{k1})$	Accidental				

1.6.1. Reazioni nel nodo : 3 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	7.213	0.000	12.022	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	20.533	0.000	22.815	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	2.058	4.464	2.286	4.960	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.763	0.000	14.182	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.234	18.884	1.372	20.982	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	2.057	13.788	2.286	15.320	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	1.234	20.438	1.372	22.709	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.692	7.516	0.769	8.352	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.372	0.000	8.191	
	Valori massimi				2.058	20.533	2.286	22.815
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	2.058	2.245	2.286	2.494	

1.6.2. Reazioni nel nodo : 1 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	7.213	0.000	12.022	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	20.533	0.000	22.815	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	5.390	0.000	5.989	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.763	0.000	14.181	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	19.439	0.000	21.599	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	14.714	0.000	16.349	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.000	20.993	0.000	23.326	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	7.516	0.000	8.351	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.371	0.000	8.191	
	Valori massimi				0.000	20.993	0.000	23.326
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	3.170	0.000	3.523	

1.7. Stato limite di servizio**1.7.1. Stato limite di servizio** (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione nel nodo 4** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	-0.362	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	Qks = 4.440	-0.579	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.762	0.078	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.362	0.579
2 Gk + Qk1	0.940	1.227
3 Gk + Qk2	0.362	0.579
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.940	1.227
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.767	1.053

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia nel nodo 4

$w_{inst} = 0.940$ mm, $w_{fin} = 1.227$ mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali nel nodo 4

$w_{inst} = 0.940$ mm < $L/300 = 4000/300 = 13.333$ mm

$w_{net,fin} = 1.227$ mm < $L/250 = 4000/250 = 16.000$ mm

$w_{fin} = 1.227$ mm < $L/150 = 4000/150 = 26.667$ mm

La verifica è soddisfatta

1.7.2. Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione a metà asta 2** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	0.312	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 4.440	0.548	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.762	0.000	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.312	0.500
2 Gk + Qk1	0.861	1.114
3 Gk + Qk2	0.312	0.500
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.861	1.114
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.696	0.950

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 0.861$ mm, $w_{fin} = 1.114$ mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali a metà asta 2

$w_{inst} = 0.861$ mm < $L/300 = 2193/300 = 7.311$ mm

$w_{net,fin} = 1.114$ mm < $L/250 = 2193/250 = 8.773$ mm

$w_{fin} = 1.114$ mm < $L/150 = 2193/150 = 14.621$ mm

La verifica è soddisfatta

1.7.3. Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione a metà asta 3** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000		0.000	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 4.440		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.762		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.000	0.000
2 Gk + Qk1	0.000	0.000
3 Gk + Qk2	0.000	0.000
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.000	0.000
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.000	0.000

 $w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def}), w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)
Massimi valori della freccia a metà asta 3
 $w_{inst} = 0.000 \text{ mm}, w_{fin} = 0.000 \text{ mm}$
Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali a metà asta 3

 $w_{inst} = 0.000 \text{ mm} < L/300 = 4000/300 = 13.333 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 0.000 \text{ mm} < L/250 = 4000/250 = 16.000 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 0.000 \text{ mm} < L/150 = 4000/150 = 26.667 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

1.8. Frequenze strutturali naturali caratteristiche (peso proprio + carichi permanenti)

Dopo un'analisi dinamica vengono calcolate le frequenze naturali di base della struttura.
Per il calcolo delle frequenze naturali si considera una massa corrispondente

No.	Frequenza[Hz]	Periodo[sec]
1	27.35259	0.03656
2	30.78421	0.03248
3	43.67070	0.02290
4	76.93768	0.01300

1.8.1. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Puntone, elementi: 1, 2**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.440	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.762	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.850	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-20.023	1.866	6.786	2.786
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-37.998	3.541	12.877	5.287
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-13.349	1.244	4.524	1.857
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-23.619	2.201	8.004	3.286
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-37.998	3.541	12.877	5.287
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-30.603	2.852	10.371	4.258
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	-40.874	3.809	13.852	5.687
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.733	0.776	2.833	1.171
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.185	0.763	2.774	1.139
	Valori massimi			-40.874	3.809	13.852	5.687

1.8.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2**Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=3.428 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=3.428 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 3.428 / 16875 = 0.20$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-36.786 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-36.786 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 36.786 / 16875 = 2.18$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=12.467 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x75=50 mm, h=225 mm, A= 11 250 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.90 \times 4.00 / 1.50 = 2.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=12.467 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 12.467 / 11250 = 1.66$ N/mm² < 2.40 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=5.118 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 5.118 / 6.328E+005 = 8.09 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.337 + 0.000 = 0.34 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.236 + 0.000 = 0.24 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -36.786 \text{ kN}$, $M_{yd} = 5.118 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§6.2.4)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=225 \text{ mm}$, $A=1.688E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.328E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=2.109E+005 \text{ mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)
 $f_{c0k} = 26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 36.786 / 16875 = 2.18 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 5.118 / 6.328E+005 = 8.09 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.020 + 0.337 + 0.000 = 0.36 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.020 + 0.236 + 0.000 = 0.26 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -36.786 \text{ kN}$, $M_{yd} = 5.118 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=225 \text{ mm}$, $A=1.688E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=6.328E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=2.109E+005 \text{ mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=10900 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c0k} = 26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mzk} = 40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 36.786 / 16875 = 2.18 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 5.118 / 6.328E+005 = 8.09 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.193 = 2.193 \text{ m} = 2193 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.14 \times 2.193 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/2.19 = 0.14$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2193 / 65 = 33.74$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 22 = 13.64$

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 94.50 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 0.52$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 578.23 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,critz}} = 0.21$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.66$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.943$ (Eq.6.27 6.25)

$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 0.50$, $K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 1.000$ (Eq.6.28 6.26)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.148 + 0.337 + 0.000 = 0.49 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.140 + 0.236 + 0.000 = 0.38 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=5.118 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008
 $f_{c0k}=26.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod}\cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90\times 26.00/1.50=15.60\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 40.00/1.50=24.00\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 40.00/1.50=24.00\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 5.118/6.328\text{E}+005= 8.09\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky}= 1.00\times 2.193=2.193\text{ m}= 2193\text{ mm}$ (più sfavorevole) $S_{kz}= 0.14\times 2.193=0.300\text{ m}= 300\text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale= $0.30/2.19=0.14$)Snellezza

$i_y=\sqrt{I_y/A}=0.289\times 225= 65\text{ mm}$, $\lambda_y= 2193/ 65= 33.74$
 $i_z=\sqrt{I_z/A}=0.289\times 75= 22\text{ mm}$, $\lambda_z= 300/ 22= 13.64$

 $\sigma_{m,crit}=\text{My}_{crit}/W_y=n\sqrt{(E005\cdot I_z\cdot G005\cdot I_{tor})/(L_{ef}\cdot W_y)}= 96.39\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31) $\sigma_{m,crit}=\text{My}_{crit}/W_y=n\sqrt{(E005\cdot I_z\cdot G005\cdot I_{tor})/(L_{ef}\cdot W_y)}=5707.56\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)Tensioni critiche $\sigma_{m,crity}= 96.39\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}= \sqrt{f_{myk}/\sigma_{m,crity}}= 0.64$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m,critz}= 5707.56\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}= \sqrt{f_{mk}/\sigma_{m,critz}}= 0.08$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel,my}=0.64$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{cricity}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel,mz}=0.08$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd}/(K_{cricity}\cdot f_{myd})+K_m\cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.337+0.000= 0.34 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_m\cdot \sigma_{myd}/(K_{cricity}\cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.236+0.000= 0.24 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=3.428kN, Myd=5.118kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)

Sezione rettangolare, $b=75\text{mm}$, $h=225\text{mm}$, $A=1.688\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.328\text{E}+005\text{mm}^3$, $W_z=2.109\text{E}+005\text{mm}^3$
 Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008
 $f_{t0k}=24.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod}\cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90\times 24.00/1.50=14.40\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 40.00/1.50=24.00\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00\text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 40.00/1.50=24.00\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{t0d}=\text{Ft0d}/A_{netto}=1000\times 3.428/16875= 0.20\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 5.118/6.328\text{E}+005= 8.09\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m\cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.014+0.337+0.000= 0.35 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+K_m\cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.014+0.236+0.000= 0.25 < 1$ (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

1.8.3. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Catena, elementi: 3**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.440	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.762	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.850	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	0.000	16.545	0.004	0.017
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	31.398	0.008	0.032
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	11.030	0.003	0.011
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	19.517	0.005	0.020
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	31.398	0.008	0.032
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	25.287	0.006	0.026
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk4$	Breve	0.90	0.000	33.774	0.009	0.034
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	6.339	0.002	0.007
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	6.763	0.002	0.007
	Valori massimi				0.000	33.774	0.009 0.034

1.8.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 3**Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=30.397 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=30.397 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 30.397 / 16875 = 1.80$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Momento flessionale trascurabile, verifica a flessione non necessaria (EC5 §6.1.6)**Momento flessionale trascurabile, verifica di stabilità laterale non necessaria** (EC5 §6.3.3)**Momento flessionale trascurabile, verifica a flessione non necessaria** (EC5 §6.2.3)

1.8.5. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Elementi: 4**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.440	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.762	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.850	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-4.579	0.000	0.014	0.026
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-8.690	0.000	0.027	0.049
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-3.053	0.000	0.010	0.017
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-5.401	0.000	0.017	0.031
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-8.690	0.000	0.027	0.049
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-6.999	0.000	0.022	0.040
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	-9.347	0.000	0.029	0.053
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.904	0.000	0.006	0.011
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.872	0.000	0.006	0.011
	Valori massimi			-9.347	0.000	0.029	0.053

1.8.6. Verifica della sezione Elementi: 4**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -8.413$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3) $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{c0d} = -8.413$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.413 / 16875 = 0.50$ N/mm² < 15.60 N/mm² = f_{c0d} (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Tensione di taglio trascurabile, verifica a taglio non necessaria (EC5 §6.1.7)**Momento flessionale trascurabile, verifica a flessione non necessaria** (EC5 §6.1.6)**Momento fless. trascurabile, verifica flessione-compressione combinate non necessaria** (EC5 §6.2.4)**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Stabilità, $F_{c0d} = -8.413$ kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=10900N/mm²) $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² $f_{myk}=40.00$ N/mm², $f_{myd}=Kmod \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mzk}=40.00$ N/mm², $f_{mzd}=Kmod \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.413 / 16875 = 0.50$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x1.800=1.800 m= 1800 mm (più sfavorevole)

Skz= 1.00x1.800=1.800 m= 1800 mm (più sfavorevole)

Snellezza

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}, \lambda_y = 1800/65 = 27.69$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}, \lambda_z = 1800/22 = 81.82$$

Tensioni critiche

$$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 140.31 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,crity}} = 0.43 \text{ (EC5 Eq.6.21)}$$

$$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 16.07 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,critz}} = 1.27 \text{ (EC5 Eq.6.22)}$$

$$\beta_c = 0.20 \text{ (legno lamellare)}$$

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.61, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.969 \text{ (Eq.6.27 6.25)}$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 1.41, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 0.499 \text{ (Eq.6.28 6.26)}$$

$$\sigma_{0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.03 < 1 \text{ (EC5 Eq.6.23)}$$

$$\sigma_{0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.06 < 1 \text{ (EC5 Eq.6.24)}$$

La verifica è soddisfatta

Momento flessionale trascurabile, verifica di stabilità laterale non necessaria (EC5 §6.3.3)

1.8.7. Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2009, §6)**Elementi: 5**

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.530, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.440	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.762	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.850	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-18.127	0.000	0.000	0.000
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-34.401	0.000	0.001	0.001
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-12.085	0.000	0.000	0.000
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-21.383	0.000	0.000	0.001
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-34.401	0.000	0.001	0.001
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-27.706	0.000	0.000	0.001
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	-37.005	0.000	0.001	0.001
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.568	0.000	0.000	0.000
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-7.410	0.000	0.000	0.000
	Valori massimi			-37.005	0.000	0.001	0.001

1.8.8. Verifica della sezione Elementi: 5**Elementi: 5 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-33.304 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=225 mm, A= 16 875 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-33.304 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 33.304 / 16875 = 1.97$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7**Stabilità, Fc0d=-33.304 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=10900N/mm²)fc0k=26.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 33.304 / 16875 = 1.97$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.193=2.193 m= 2193 mm (più sfavorevole)

Skz= 1.00x2.193=2.193 m= 2193 mm (più sfavorevole)

Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 225 = 65$ mm, $\lambda_y = 2193 / 65 = 33.74$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 75 = 22$ mm, $\lambda_z = 2193 / 22 = 99.69$ Tensioni critiche $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 94.50$ N/mm², $\lambda_{rel, y} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, crity}} = 0.52$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 10.82$ N/mm², $\lambda_{rel, z} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, critz}} = 1.55$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c=0.20$ (legno lamellare)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]=0.66$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{k_y^2-\lambda_{rel,y}^2})=0.943$ (Eq. 6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]=1.83$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{k_z^2-\lambda_{rel,z}^2})=0.358$ (Eq. 6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})=0.13 < 1$ (EC5 Eq. 6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})=0.35 < 1$ (EC5 Eq. 6.24)

La verifica è soddisfatta

1.9. Progetto delle unioni

1.9.1. Resistenza di giunzioni (UNI EN1995-1-1:2009, §8)

Bulloni del giunto e piastre del giunto

Diametro dei bulloni $d=4.0$ mm. Piastre del giunto $t=2.0$ mm.

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$. Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Proprietà della sezione

Spessore del legname $d=75.0$ mm, spessore della piastra in acciaio $t=2.0$ mm

Proprietà dei bulloni (EC5 §8.5.1)

Diametro dei bulloni $d=4.0$ mm, diametro rondella ≥ 12.0 mm spessore ≥ 1.2 mm.

Distanza tra i bulloni (EC5 Table 8.4)

come maggiormente sfavorevole viene scelta $a_1=7d=7 \times 4.0=28$ mm, $a_2=4d=16$ mm

Momento caratteristico di snervamento (EC5 §8.5.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{yk} \cdot d^2 = 0.30 \times 400 \times 4.0^2 = 4411$ Nmm ($f_{yk}=400\text{N/mm}^2$) (EN1995-1-1 Eq.8.30)

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (EC5 §8.3.1.1)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k = 43.30\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=550\text{kg/m}^3$, $d=4.0$ mm) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Azione permanente

Resistenza caratteristica a taglio dei bulloni -Unione a doppia sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=23.7$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0$ mm

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.11(f), 8.11(h))

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.099 \text{ kN}$$

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d (\sqrt{[2+4M_{yk}/(f_{hk} \cdot d \cdot t_2^2)]} - 1) = 1.956 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 2.010 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 4K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 4 \times 0.60 \times 1.956 / 1.50 = 3.129 \text{ kN}$

Azione di lunga durata

Resistenza caratteristica a taglio dei bulloni -Unione a doppia sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=23.7$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0$ mm

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.11(f), 8.11(h))

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.099 \text{ kN}$$

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d (\sqrt{[2+4M_{yk}/(f_{hk} \cdot d \cdot t_2^2)]} - 1) = 1.956 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 2.010 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 4K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 4 \times 0.80 \times 1.956 / 1.50 = 4.172 \text{ kN}$

Azione di breve durata

Resistenza caratteristica a taglio dei bulloni -Unione a doppia sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=23.7$ mm, Spessore della piastra in acciaio $t=2.0$ mm

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.11(f), 8.11(h))

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.099 \text{ kN}$$

$$1.00 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d (\sqrt{[2+4M_{yk}/(f_{hk} \cdot d \cdot t_2^2)]} - 1) = 1.956 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 2.010 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 4K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 4 \times 0.90 \times 1.956 / 1.50 = 4.694 \text{ kN}$

Azione Accidentale

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 4K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 4 \times 1.00 \times 1.956 / 1.00 = 7.823 \text{ kN}$

Ipotesi per la progettazione di unioni con bulloni

La progettazione dell'unione è basata sull'analisi plastica. Gli sforzi sui bullone raggiungono tutti lo stesso valore limite. La resistenza della piastra metallica è basata sulla sezione resistente plastica. Lo sforzo resistente a compressione è ridotto a $0.50 \times F_d$

1.9.2. Stato limite ultimo

Progettazione di unione con bulloni al nodo : 2 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 2 e 4, al nodo 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due (2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=115mmx55mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$

Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

$A=n \cdot a$: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

W_p : modulo di resistenza del collegamento

$n=4$, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=15\text{mm}$, $W_p=644\text{mm}^3$

σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2

Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 2, al centro della unione F(forza) M(momento)

Verifica resistenza della unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.747	-0.066	0.964 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-7.820	-0.188	2.744 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.747	-0.066	0.964 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.861	-0.117	1.705 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.820	-0.188	2.744 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-6.299	-0.152	2.210 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-8.412	-0.203	2.951 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.855	-0.069	1.002 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.808	-0.068	0.985 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	$\sigma_d (\text{N/mm}^2)$
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.747	-0.066	23 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-7.820	-0.188	65 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.747	-0.066	23 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.861	-0.117	41 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-7.820	-0.188	65 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-6.299	-0.152	53 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-8.412	-0.203	70 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.855	-0.069	24 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.808	-0.068	23 <	240

1.9.3. Stato limite ultimo

Progettazione di unione con bulloni al nodo : 1 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione tra gli elementi 1 e 3, al nodo 1

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=105mmx100mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

7 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 7, ($n_{ef}=1.34n$), $A=88\text{mm}^2$, $r=32\text{mm}$, $W_p=1931\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 1 ,dall'elemento 1, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-12.272	-0.114	1.246 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-34.935	-0.325	3.548 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-12.272	-0.114	1.246 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-21.715	-0.202	2.205 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.935	-0.325	3.548 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.136	-0.262	2.858 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.578	-0.349	3.817 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.888	-0.106	1.191 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.542	-0.117	1.274 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	$\sigma_d (\text{N/mm}^2)$
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-12.272	-0.114	26 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-34.935	-0.325	75 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-12.272	-0.114	26 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-21.715	-0.202	47 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.935	-0.325	75 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.136	-0.262	60 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.578	-0.349	81 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.888	-0.106	25 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.542	-0.117	27 <	240

1.9.4. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 4 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elemento 5, con gli elementi 1 e 2, al nodo 4

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=140mmx60mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=16 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=13\text{mm}$, $W_p=569\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 4 ,dall'elemento 5, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-10.876	0.000	1.362 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-30.961	0.001	3.876 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-10.876	0.000	1.362 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-19.245	0.000	2.409 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-30.961	0.001	3.876 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-24.936	0.001	3.121 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-33.304	0.001	4.169 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.352	0.000	1.421 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-11.115	0.000	1.391 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	$\sigma_d (\text{N/mm}^2)$
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-10.876	0.000	30 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-30.961	0.001	86 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-10.876	0.000	30 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-19.245	0.000	54 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-30.961	0.001	86 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-24.936	0.001	69 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-33.304	0.001	93 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.352	0.000	32 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-11.115	0.000	31 <	240

1.9.5. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni al nodo : 3 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)**

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elementor 4 e 5, con gli elemento 3, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=380mmx120mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

9 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forzo al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 9, ($n_{ef}=1.30n$), $A=113\text{mm}^2$, $r=37\text{mm}$, $W_p=3833\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dagli elementi 4, 5, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-12.270	0.238	0.914 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-34.926	0.679	2.603 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-12.270	0.238	0.914 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-21.710	0.422	1.618 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.926	0.679	2.603 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.129	0.547	2.097 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.570	0.730	2.800 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-12.798	0.249	0.954 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.539	0.244	0.935 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-12.270	0.238	6 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-34.926	0.679	18 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-12.270	0.238	6 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-21.710	0.422	11 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-34.926	0.679	18 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-28.129	0.547	15 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-37.570	0.730	20 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-12.798	0.249	7 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-12.539	0.244	7 <	240

Verifica dell'unione dell'elemento 5, con gli elementi 3 e 4, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=380mmx120mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=13\text{mm}$, $W_p=569\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 5, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-10.876	0.000	1.360 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-30.961	0.000	3.872 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-10.876	0.000	1.360 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-19.245	0.000	2.407 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-30.961	0.000	3.872 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-24.936	0.000	3.119 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-33.304	0.000	4.165 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.352	0.000	1.420 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-11.115	0.000	1.390 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-10.876	0.000	15 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-30.961	0.000	43 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-10.876	0.000	15 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-19.245	0.000	27 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-30.961	0.000	43 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-24.936	0.000	35 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-33.304	0.000	46 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-11.352	0.000	16 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-11.115	0.000	15 <	240

Verifica dell'unione dell'elemento 4, con gli elementi 3 e 5, al nodo 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=380mmx120mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

4 bulloni su ogni elemento collegato

Distanza tra i bulloni a1=28 mm, a2=16 mm

Res. snervamento piastre in acciaio $f_y=240\text{N/mm}^2$ Superficie netta piastra $A_{net}=(0.75) \cdot b \cdot t$

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=18\text{mm}$, $W_p=811\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 4, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F_n (kN)	Rd (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.747	0.000	0.345 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-7.821	0.001	0.982 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.747	0.000	0.345 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.861	0.000	0.611 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-7.821	0.001	0.982 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-6.299	0.001	0.791 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-8.413	0.001	1.057 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.855	0.000	0.359 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.808	0.000	0.353 <	7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-2.747	0.000	1 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-7.821	0.001	3 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-2.747	0.000	1 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-4.861	0.000	2 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-7.821	0.001	3 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-6.299	0.001	3 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-8.413	0.001	4 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-2.855	0.000	1 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-2.808	0.000	1 <	240

Unione chiodata al nodo 1

(nodo a x=0.472 m, y=0.112 m)

piastre: 105x100x2.0mm

bullone: 4.0mm [14] [7+7]

Unione chiodata al nodo 2

(nodo a x=4.000 m, y=1.800 m)

piastre: 55x115x2.0mm

bullone: 4.0mm [8] [4+4]

Unione chiodata al nodo 3

(nodo a x=4.000 m, y=0.000 m)

piastre: 380x120x2.0mm

bullone: 4.0mm [17] [4+9+4]

Unione chiodata al nodo 4

(nodo a $x=2.000$ m, $y=0.900$ m)

piastre: 140x60x2.0mm

bullone: 4.0mm [8] [4+4]