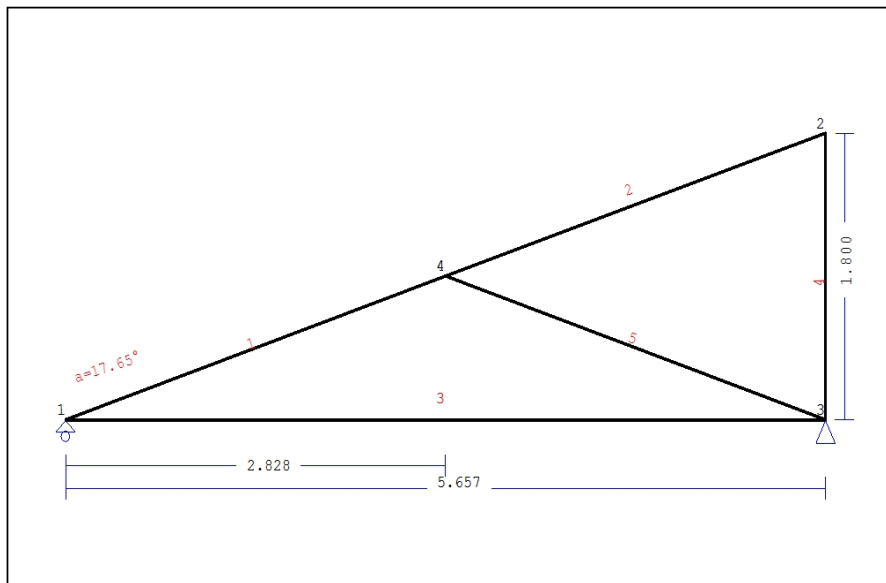


1. PADIGLIONE-02-3

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 5.657m, altezza 1.800m, inclinazione 17.65°, interasse delle capriate 1.414m

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 = 0.276 m³, peso proprio della capriata = 1.490 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)

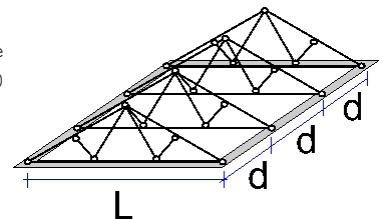
Classe del legno : D40

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

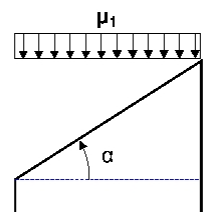
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **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 : $\alpha = 17.651^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 17.65^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (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)

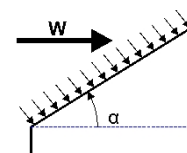
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2/1.6) \times 1.929 = 0.754\text{kN/m}^2$

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 $\alpha=17.65^\circ$, $C_p=-0.40$

Pressione del vento $p_f=-0.302\text{ kN/m}^2$



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

Lunghezza $L=5.657$ m, altezza $H=1.800$ m, interasse capriate $d=1.414$ m
 Inclinazione $=31.82\%$, angolo $\alpha=17.65^\circ$, $\tan\alpha=0.318$, $\sin\alpha=0.303$, $\cos\alpha=0.953$
 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	2.968	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
2	5.657	1.800		2	4	2	75x225	2.969	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
3	5.657	0.000	11	3	1	3	75x225	5.657	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
4	2.828	0.900		4	3	2	75x225	1.800	1.688E+004	7.119E+007	6.328E+005
				5	4	3	75x225	2.969	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 $=1.490$ kN
 Interasse delle capriate $d=1.41$ m, peso delle unioni delle capriate $=0.149$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 1.138$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.000$ kN/m

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

Sovraccario $Qk1= 0.50 \times 1.414 = 0.707$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 1.697$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-0.426$ kN/m

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

AeX Sismica $q_h=0.053 \times (G+0.20 \times Qk1)$
 AeY Sismica $q_v=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

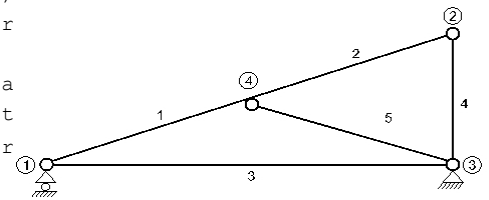
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, ψ_0 (di esercizio Q_f) $=0.70$, ψ_0 (neve Q_1) $=0.70$, ψ_0 (vento Q_2) $=0.60$)

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

1.5. Analisi statica della capriata

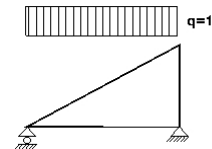
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico 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	-6.10	1.03	0.03	-5.24	-1.67	-0.92
2	4	2	-0.54	1.67	-0.92	0.32	-1.03	0.02
3	1	3	5.50	0.00	0.01	5.50	0.00	0.00
4	3	2	-1.08	0.01	0.00	-1.08	0.01	0.01
5	4	3	-5.77	0.00	0.00	-5.77	0.00	0.00



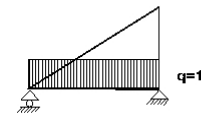
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	5.50	2.83	0.03	-5.50	0.00	0.92
2	4	2	0.01	1.75	-0.92	-0.01	1.08	-0.02
3	1	3	-5.50	0.00	0.01	5.50	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.08	0.00	0.01	-1.08	-0.01
5	4	3	5.50	-1.75	0.00	-5.50	1.75	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	-0.21	-0.06	0.05	-0.21	-0.06	-0.13
2	4	2	-0.04	0.04	-0.13	-0.04	0.04	0.00
3	1	3	0.22	2.83	0.10	0.22	-2.83	0.09
4	3	2	0.05	0.02	-0.04	0.05	0.02	0.00
5	4	3	-0.20	0.01	0.00	-0.20	0.01	0.03



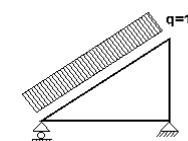
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	0.22	0.00	0.05	-0.22	0.00	0.13
2	4	2	0.02	0.05	-0.13	-0.02	-0.05	0.00
3	1	3	-0.22	2.83	0.10	0.22	-2.83	-0.09
4	3	2	-0.02	-0.05	-0.04	0.02	0.05	0.00
5	4	3	0.19	-0.05	0.00	-0.19	0.05	-0.03

(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	-4.86	1.12	0.03	-4.86	-1.85	-1.05
2	4	2	0.35	1.85	-1.05	0.35	-1.12	0.02
3	1	3	4.29	0.00	0.01	4.29	0.00	0.00
4	3	2	-1.18	0.01	0.00	-1.18	0.01	0.01
5	4	3	-6.39	0.00	0.00	-6.39	0.00	0.00



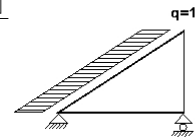
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	4.29	2.54	0.03	-5.19	0.28	1.05
2	4	2	-0.89	1.65	-1.05	-0.01	1.18	-0.02
3	1	3	-4.29	0.00	0.01	4.29	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.18	0.00	0.01	-1.18	-0.01
5	4	3	6.09	-1.94	0.00	-6.09	1.94	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	4.08	0.31	0.01	1.25	-0.59	-0.41
2	4	2	2.93	0.59	-0.41	0.10	-0.31	0.01
3	1	3	-3.98	0.00	0.00	-3.98	0.00	0.00
4	3	2	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
5	4	3	-2.05	0.00	0.00	-2.05	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	-3.98	-0.94	0.01	1.01	0.94	0.41
2	4	2	-2.97	-0.32	-0.41	0.00	0.32	-0.01
3	1	3	3.98	0.00	0.00	-3.98	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00
5	4	3	1.95	-0.62	0.00	-1.95	0.62	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 = 1.138, 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	-7.29	1.23	0.03	-6.26	-1.99	-1.10	-6.89	0.00	0.73
2	4	2	-0.64	1.99	-1.10	0.38	-1.23	0.02	-0.01	0.00	0.72
3	1	3	6.57	0.00	0.01	6.57	0.00	0.00	6.57	0.00	0.00
4	3	2	-1.29	0.01	0.00	-1.29	0.01	0.01	-1.29	0.01	0.01
5	4	3	-6.89	0.00	0.00	-6.89	0.00	0.00	-6.89	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 1.697 [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	-10.35	1.74	0.04	-8.90	-2.83	-1.56	-9.80	0.00	1.03
2	4	2	-0.91	2.83	-1.57	0.55	-1.75	0.04	-0.01	0.00	1.03
3	1	3	9.33	0.00	0.01	9.33	0.00	0.00	9.33	0.00	0.00
4	3	2	-1.83	0.01	0.00	-1.83	0.01	0.02	-1.83	0.01	0.01
5	4	3	-9.79	0.00	0.00	-9.79	0.00	0.00	-9.79	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -0.426 [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	2.07	-0.48	-0.01	2.07	0.79	0.45	2.07	0.00	-0.28
2	4	2	-0.15	-0.79	0.45	-0.15	0.48	-0.01	-0.15	0.00	-0.28
3	1	3	-1.83	0.00	0.00	-1.83	0.00	0.00	-1.83	0.00	0.00
4	3	2	0.50	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00
5	4	3	2.72	0.00	0.00	2.72	0.00	0.00	2.72	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 = 0.707 [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	-4.31	0.73	0.02	-3.71	-1.18	-0.65	-4.08	0.00	0.43
2	4	2	-0.38	1.18	-0.65	0.23	-0.73	0.01	0.00	0.00	0.43
3	1	3	3.89	0.00	0.00	3.89	0.00	0.00	3.89	0.00	0.00
4	3	2	-0.76	0.00	0.00	-0.76	0.00	0.01	-0.76	0.00	0.00
5	4	3	-4.08	0.00	0.00	-4.08	0.00	0.00	-4.08	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	0.33	0.03	0.00	0.10	-0.05	-0.03	0.24	0.00	0.01
2	4	2	0.24	0.05	-0.03	0.01	-0.03	0.00	0.10	0.00	0.01
3	1	3	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
4	3	2	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.00
5	4	3	-0.17	0.00	0.00	-0.17	0.00	0.00	-0.17	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	-0.06	0.01	0.00	-0.05	-0.02	-0.01	-0.06	0.00	0.01
2	4	2	-0.01	0.02	-0.01	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
3	1	3	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00
5	4	3	-0.06	0.00	0.00	-0.06	0.00	0.00	-0.06	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 $G_{k1} = 1.138$, $G_{k2} = 0.000$ [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	6.57	3.38	0.03	-6.57	0.00	1.10
2	4	2	0.01	2.09	-1.10	-0.01	1.29	-0.02
3	1	3	-6.57	0.00	0.01	6.57	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.29	0.00	0.01	-1.29	-0.01
5	4	3	6.56	-2.09	0.00	-6.56	2.09	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve $Q_{ks} = 1.697$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	9.33	4.80	0.04	-9.33	0.00	1.56
2	4	2	0.01	2.97	-1.57	-0.01	1.83	-0.04
3	1	3	-9.33	0.00	0.01	9.33	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.83	0.00	0.01	-1.83	-0.02
5	4	3	9.33	-2.97	0.00	-9.33	2.97	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.426$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-1.83	-1.08	-0.01	2.21	-0.12	-0.45
2	4	2	0.38	-0.70	0.45	0.00	-0.50	0.01
3	1	3	1.83	0.00	0.00	-1.83	0.00	0.00
4	3	2	0.00	-0.50	0.00	0.00	0.50	0.00
5	4	3	-2.60	0.83	0.00	2.60	-0.83	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 0.707$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	3.89	2.00	0.02	-3.89	0.00	0.65
2	4	2	0.00	1.24	-0.65	0.00	0.76	-0.01
3	1	3	-3.89	0.00	0.00	3.89	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.76	0.00	0.00	-0.76	-0.01
5	4	3	3.89	-1.24	0.00	-3.89	1.24	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	-0.32	-0.08	0.00	0.08	0.08	0.03
2	4	2	-0.24	-0.03	-0.03	0.00	0.03	0.00
3	1	3	0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00
5	4	3	0.16	-0.05	0.00	-0.16	0.05	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	0.05	0.03	0.00	-0.05	0.00	0.01
2	4	2	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.01	0.00
3	1	3	-0.05	0.00	0.00	0.05	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00
5	4	3	0.05	-0.02	0.00	-0.05	0.02	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	-0.01	-0.02	0.00	-0.01
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.58	-0.83	0.18	-0.34

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	3.38	4.80	-1.08	2.00
3	Fx	0.00	0.00	0.77	0.00
3	Fy	3.38	4.80	-1.33	2.00

1.6. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 1.138$, $G_{k2} = 0.000$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 1.697$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -0.426$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 0.707$	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	4.392	0.000	7.319	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	11.591	0.000	12.878	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.151	2.399	1.279	2.666	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	7.391	0.000	8.212	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.691	10.395	0.768	11.550	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	1.151	7.438	1.279	8.265	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	0.691	11.235	0.768	12.483	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.439	4.415	0.488	4.905	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.366	0.000	4.851	
	Valori massimi				1.151	11.591	1.279	12.878
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	1.151	1.048	1.279	1.164	

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	4.391	0.000	7.319	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	11.591	0.000	12.878	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	2.765	0.000	3.073	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	7.391	0.000	8.212	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	10.615	0.000	11.794	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	7.805	0.000	8.672	
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	11.455	0.000	12.727	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	4.415	0.000	4.905	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	4.366	0.000	4.851	
	Valori massimi				0.000	11.591	0.000	12.878
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	1.414	0.000	1.571	

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 = 1.138, Gk2 = 0.000	-0.581	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	Qks = 1.697	-0.826	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.426	0.184	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.581	0.930
2 Gk + Qk1	1.407	1.855
3 Gk + Qk2	0.581	0.930
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.407	1.855
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.159	1.607

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

Massimi valori della freccia nel nodo 4

w.inst = 1.407 mm, w.fin = 1.855 mm

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

w.inst = 1.407 mm < $L/300 = 5657/300 = 18.857$ mm

w.net,fin = 1.855 mm < $L/250 = 5657/250 = 22.628$ mm

w.fin = 1.855 mm < $L/150 = 5657/150 = 37.713$ 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 = 1.138, Gk2 = 0.000		0.493	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 1.697		0.735	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.426		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.493	0.789
2 Gk + Qk1	1.228	1.612
3 Gk + Qk2	0.493	0.789
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.228	1.612
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.008	1.392

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 1.228$ mm, $w_{fin} = 1.612$ mm

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

$w_{inst} = 1.228$ mm < $L/300 = 2969/300 = 9.896$ mm

$w_{net,fin} = 1.612$ mm < $L/250 = 2969/250 = 11.875$ mm

$w_{fin} = 1.612$ mm < $L/150 = 2969/150 = 19.792$ 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 = 1.138, Gk2 = 0.000		0.000	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 1.697		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.426		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

 $w_{inst} = 0.000 \text{ mm} < L/300 = 5657/300 = 18.857 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 0.000 \text{ mm} < L/250 = 5657/250 = 22.628 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 0.000 \text{ mm} < L/150 = 5657/150 = 37.713 \text{ mm}$

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	22.98584	0.04351
2	24.82800	0.04028
3	37.09513	0.02696
4	54.90071	0.01821

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 = 1.138, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.697	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.426	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.707	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	-15.785	0.833	4.313	2.387
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-27.775	1.467	7.588	4.200
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-10.523	0.556	2.875	1.591
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-17.711	0.935	4.839	2.678
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-27.775	1.467	7.588	4.200
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-22.599	1.193	6.174	3.417
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	-29.787	1.573	8.138	4.504
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.016	0.335	1.736	0.966
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-6.277	0.331	1.715	0.949
	Valori massimi			-29.787	1.573	8.138	4.504

1.8.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2**Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=1.416 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=1.416 kN, $\sigma_{0d}=Ft0d/A_{netto}=1000 \times 1.416 / 16875 = 0.08$ 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=-26.809 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=-26.809 kN, $\sigma_{0d}=Fc0d/A_{netto}=1000 \times 26.809 / 16875 = 1.59$ 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=7.324 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=7.324 kN, $\tau_{v0d}=1.50 Fv0d/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 7.324 / 11250 = 0.98$ 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=4.054 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))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 4.054 / 6.328E+005 = 6.41 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.267 + 0.000 = 0.27 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.187 + 0.000 = 0.19 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

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

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -26.809 \text{ kN}$, $M_{yd} = 4.053 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 26.809 / 16875 = 1.59 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 4.053 / 6.328E+005 = 6.41 \text{ N/mm}^2$

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

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.010 + 0.267 + 0.000 = 0.28 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.010 + 0.187 + 0.000 = 0.20 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

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

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -26.809 \text{ kN}$, $M_{yd} = 4.053 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 26.809 / 16875 = 1.59 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 4.053 / 6.328E+005 = 6.41 \text{ N/mm}^2$

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

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.968 = 2.968 \text{ m} = 2968 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.10 \times 2.968 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/2.97 = 0.10$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2968 / 65 = 45.66$

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

Tensioni critiche

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 51.60 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 0.71$ (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)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.79$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.872$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.117 + 0.267 + 0.000 = 0.38 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.102 + 0.187 + 0.000 = 0.29 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2 , combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=4.054 kNm, Mzd=0.000 kNm (EC5 §6.3.3)**

Sezione rettangolare, b=75mm, h=225mm, A=1.688E+004mm², Wy=6.328E+005mm³, Wz=2.109E+005mm³
 Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=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 Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.054 / 6.328E+005 = 6.41 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.968=2.968 m= 2968 mm (più sfavorevole)

Skz= 0.10x2.968=0.300 m= 300 mm (lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/2.97=0.10)

Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 225 = 65 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2968 / 65 = 45.66$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 22 = 13.64$ $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E005 \cdot I_z \cdot G005 \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 71.23 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31) $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E005 \cdot I_z \cdot G005 \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5707.56 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)Tensioni critiche $\sigma_{m, crity} = 71.23 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.75$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m, critz} = 5707.56 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mzk} / \sigma_{m, critz}} = 0.08$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel, my} = 0.75$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel, mz} = 0.08$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_{m, \sigma_{mzd}} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.267 + 0.000 = 0.27 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_{m, \sigma_{myd}} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.187 + 0.000 = 0.19 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Tensione di traz. trascurabile, verifica flessi.-trazione combinate non necessaria (EC5 §6.2.3)

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 = 1.138, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.697	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.426	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.707	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	14.235	0.002	0.014
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	25.048	0.004	0.025
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	9.490	0.002	0.009
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	15.972	0.003	0.016
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	25.048	0.004	0.025
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	20.380	0.004	0.020
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	26.863	0.005	0.027
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	5.409	0.001	0.006
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	5.661	0.001	0.006
	Valori massimi				0.000	26.863	0.005 0.027

1.8.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 3**Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=24.176 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=24.176 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 24.176 / 16875 = 1.43$ 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 = 1.138, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.697	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.426	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.707	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	-2.793	0.000	0.014	0.025
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-4.915	0.000	0.025	0.045
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-1.862	0.000	0.009	0.017
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-3.134	0.000	0.016	0.028
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-4.915	0.000	0.025	0.045
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-3.999	0.000	0.020	0.036
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	-5.271	0.000	0.027	0.048
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.121	0.000	0.006	0.010
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.111	0.000	0.006	0.010
	Valori massimi			-5.271	0.000	0.027	0.048

1.8.6. Verifica della sezione Elementi: 4**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -4.744$ 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) $F_{c0d} = -4.744$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 4.744 / 16875 = 0.28$ 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, $F_{c0d} = -4.744$ 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))

 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 4.744 / 16875 = 0.28$ 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

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

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

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

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

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

$$\sigma_{0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) = 0.02 < 1 \text{ (EC5 Eq.6.23)}$$

$$\sigma_{0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.04 < 1 \text{ (EC5 Eq.6.24)}$$

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_o	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.138, Gk2 = 0.000	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 1.697	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -0.426	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 0.707	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	-14.923	0.000	0.000	0.000
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-26.258	0.000	0.000	0.001
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-9.949	0.000	0.000	0.000
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-16.744	0.000	0.000	0.000
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk2$	Breve	0.90	-26.258	0.000	0.000	0.001
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_o \cdot Qk1$	Breve	0.90	-21.365	0.000	0.000	0.001
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	-28.161	0.000	0.000	0.001
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.008	0.000	0.000	0.000
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-5.934	0.000	0.000	0.000
	Valori massimi			-28.161	0.000	0.000	0.001

1.8.8. Verifica della sezione Elementi: 5**Elementi: 5 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-25.345 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=-25.345 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 25.345 / 16875 = 1.50$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7**Stabilità, Fc0d=-25.345 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))

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 25.345 / 16875 = 1.50$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.969=2.969 m= 2969 mm (più sfavorevole)

Skz= 1.00x2.969=2.969 m= 2969 mm (più sfavorevole)

Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 225 = 65$ mm, $\lambda_y = 2969 / 65 = 45.67$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 75 = 22$ mm, $\lambda_z = 2969 / 22 = 134.94$ Tensioni critiche $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E005 / \lambda_y^2 = 51.58$ N/mm², $\lambda_{rel, y} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, crity}} = 0.71$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E005 / \lambda_z^2 = 5.91$ N/mm², $\lambda_{rel, z} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, critz}} = 2.10$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c=0.20$ (legno lamellare)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]=0.79$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{k_y^2-\lambda_{rel,y}^2})=0.872$ (Eq. 6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]=2.88$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{k_z^2-\lambda_{rel,z}^2})=0.206$ (Eq. 6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})=0.11 < 1$ (EC5 Eq. 6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})=0.47 < 1$ (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 $R_d=4K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=4 \times 0.60 \times 1.956/1.50=3.129$ 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 $R_d=4K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=4 \times 0.80 \times 1.956/1.50=4.172$ 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 $R_d=4K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=4 \times 0.90 \times 1.956/1.50=4.694$ kN

Azione Accidentale

Resistenza di progetto del bullone $R_d=4K_{mod} \cdot F_{vrk}/\gamma_M=4 \times 1.00 \times 1.956/1.00=7.823$ 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=110mmx50mm, 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

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

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 4, ($n_{ef}=1.00n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=15\text{mm}$, $W_p=644\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 2 ,dall'elemento 2, al centro della 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	-1.676	-0.044	0.615 <	3.129
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-4.423	-0.116	1.624 <	4.694
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.676	-0.044	0.615 <	4.694
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-2.821	-0.074	1.036 <	4.694
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.423	-0.116	1.624 <	4.694
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.599	-0.095	1.322 <	4.694
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.744	-0.125	1.742 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.682	-0.044	0.618 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.666	-0.044	0.612 <	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	-1.676	-0.044	17 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-4.423	-0.116	46 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.676	-0.044	17 <	196
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-2.821	-0.074	29 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.423	-0.116	46 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.599	-0.095	37 <	196
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.744	-0.125	49 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.682	-0.044	17 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.666	-0.044	17 <	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=85mmx100mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

5 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= 5, ($n_{ef}=1.30n$), $A=63\text{mm}^2$, $r=24\text{mm}$, $W_p=1477\text{mm}^3$ 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	-9.605	-0.098	1.368 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-25.350	-0.258	3.611 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-9.605	-0.098	1.368 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-16.165	-0.165	2.303 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.350	-0.258	3.611 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-20.626	-0.210	2.938 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-27.187	-0.277	3.872 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.165	-0.091	1.295 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.548	-0.097	1.360 <	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	-9.605	-0.098	28 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-25.350	-0.258	74 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-9.605	-0.098	28 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-16.165	-0.165	47 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.350	-0.258	74 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-20.626	-0.210	60 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-27.187	-0.277	79 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.165	-0.091	26 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.548	-0.097	28 <	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=150mmx45mm, 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	-8.954	0.000	1.121 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-23.632	0.001	2.959 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.954	0.000	1.121 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-15.070	0.000	1.887 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-23.632	0.001	2.959 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.229	0.000	2.407 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.345	0.001	3.173 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.012	0.000	1.128 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.901	0.000	1.114 <	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	-8.954	0.000	33 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-23.632	0.001	88 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.954	0.000	33 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-15.070	0.000	56 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-23.632	0.001	88 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.229	0.000	71 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.345	0.001	94 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.012	0.000	33 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.901	0.000	33 <	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=425mmx105mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

6 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= 6, ($n_{ef}=1.30n$), $A=75\text{mm}^2$, $r=33\text{mm}$, $W_p=1866\text{mm}^3$ 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	-9.603	0.205	1.387 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-25.346	0.541	3.661 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-9.603	0.205	1.387 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-16.163	0.345	2.335 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.346	0.541	3.661 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-20.623	0.441	2.979 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-27.183	0.581	3.926 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.663	0.206	1.396 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.547	0.204	1.379 <	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	-9.603	0.205	5 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-25.346	0.541	12 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-9.603	0.205	5 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-16.163	0.345	8 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.346	0.541	12 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-20.623	0.441	10 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-27.183	0.581	13 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.663	0.206	5 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.547	0.204	4 <	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=425mmx105mm, 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	-8.954	0.000	1.120 < 3.129	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-23.632	0.000	2.956 < 4.694	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.954	0.000	1.120 < 4.694	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-15.070	0.000	1.885 < 4.694	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-23.632	0.000	2.956 < 4.694	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.229	0.000	2.405 < 4.694	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.345	0.000	3.170 < 4.694	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.012	0.000	1.127 < 7.823	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.901	0.000	1.113 < 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	-8.954	0.000	14 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-23.632	0.000	38 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.954	0.000	14 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-15.070	0.000	24 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-23.632	0.000	38 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.229	0.000	31 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.345	0.000	40 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.012	0.000	14 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.901	0.000	14 < 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=425mmx105mm, 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	-1.676	0.000	0.211 <	3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-4.423	0.001	0.557 <	4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.676	0.000	0.211 <	4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.821	0.000	0.355 <	4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-4.423	0.001	0.557 <	4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-3.599	0.001	0.454 <	4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-4.744	0.001	0.598 <	4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.682	0.000	0.212 <	7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.666	0.000	0.210 <	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	-1.676	0.000	1 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-4.423	0.001	2 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.676	0.000	1 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.821	0.000	1 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-4.423	0.001	2 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq. ψ_0 .Qk1	Breve	0.90	-3.599	0.001	1 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq. ψ_0 .Qk1+yq. ψ_0 .Qk2	Breve	0.90	-4.744	0.001	2 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.682	0.000	1 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.666	0.000	1 <	240

1.9.6. Stato limite ultimo

Progettazione di unione con bulloni dell'elementor : 3 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elementor 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=125mmx85mm, e di spessore 2.0mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

8 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 $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

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= 8, ($n_{ef}=1.00n$), $A=101\text{mm}^2$, $r=32\text{mm}$, $W_p=2207\text{mm}^3$

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

Forze alla giunzione dell'elemento 3 , al centro della unioni F(forza) M(momento)**Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F _n (kN)	F _v (kN)	M _a (kNm)	F _n	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	8.541	-0.001	0.001	1.071	<3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	22.543	-0.004	0.003	2.826	<4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	8.541	-0.001	0.001	1.071	<4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	14.375	-0.002	0.002	1.802	<4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	22.543	-0.004	0.003	2.826	<4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	18.342	-0.003	0.002	2.300	<4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	24.176	-0.004	0.003	3.031	<4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	8.113	-0.001	0.001	1.017	<7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	8.491	-0.001	0.001	1.064	<7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ _d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	8.541	0.001	34 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	22.543	0.003	89 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	8.541	0.001	34 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	14.375	0.002	57 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	22.543	0.003	89 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	18.342	0.002	72 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	24.176	0.003	95 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	8.113	0.001	32 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	8.491	0.001	33 <	240

1.9.7. Stato limite ultimo**Progettazione di unione con bulloni dell'elemento 2** : 2 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.5)

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elemento 2

Caratteristiche della ferramenta:

Due (2) piastre metalliche 2.0 mm delle dimensioni

BxH=125mmx65mm, 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

 $A=n \cdot a$: 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 **Forze alla giunzione dell'elemento 2 , al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F _n (kN)	F _v (kN)	M _a (kNm)	F _n	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.563	1.740	-0.134	0.823	<3.129
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-1.485	4.593	-0.355	2.172	<4.694
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-0.563	1.740	-0.134	0.823	<4.694
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-0.947	2.929	-0.226	1.385	<4.694
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-1.485	4.593	-0.355	2.172	<4.694
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-1.208	3.737	-0.289	1.767	<4.694
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-1.592	4.925	-0.380	2.329	<4.694
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.364	1.752	-0.142	0.897	<7.823
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-0.559	1.730	-0.134	0.818	<7.823

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	F _a (kN)	M _a (kNm)	σ	σ_d (N/mm ²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.829	-0.096	20	< 131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-4.827	-0.254	52	< 196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.829	-0.096	20	< 196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-3.078	-0.162	33	< 196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.827	-0.254	52	< 196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.927	-0.206	43	< 196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-5.176	-0.272	56	< 196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.790	-0.103	21	< 240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.818	-0.096	20	< 240



Unione chiodata al nodo 1

(nodo a x=0.682 m, y=0.112 m)

piastre: 85x100x2.0mm

bullone: 4.0mm [10] [5+5]

Unione chiodata al nodo 2

(nodo a x=5.657 m, y=1.800 m)

piastre: 50x110x2.0mm

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

Unione chiodata al nodo 3

(nodo a x=5.657 m, y=0.000 m)

piastre: 425x105x2.0mm

bullone: 4.0mm [14] [4+6+4]

Unione chiodata al nodo 4

(nodo a $x=2.828$ m, $y=0.900$ m)

piastre: 150x45x2.0mm

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

Giunto nell'elemento

(a $x=3.400$ m, $y=1.082$ m)

piastre: 125x65x2.0mm

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

Giunto nell'elemento

(a $x=5.000$ m, $y=0.000$ m)

piastre: 125x85x2.0mm

bullone: 4.0mm [16] [8+8]