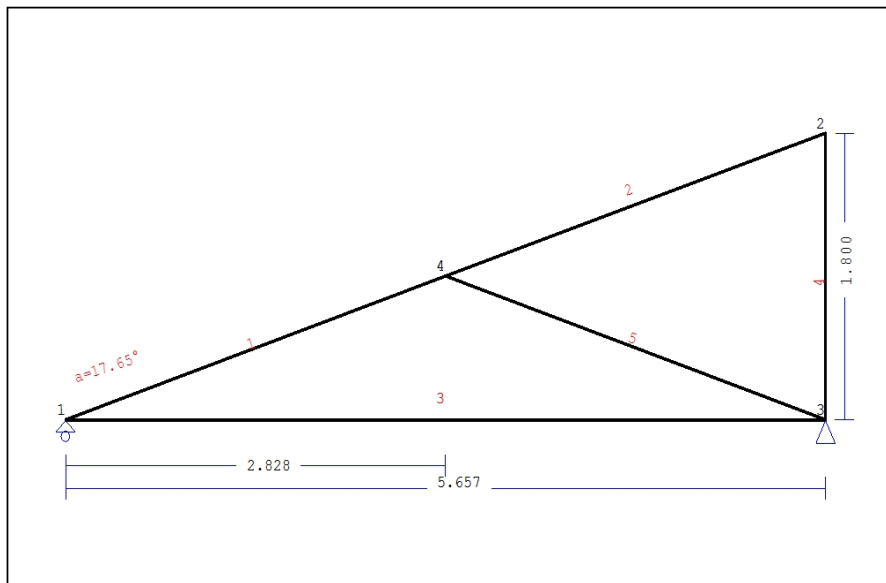


1. PADIGLIONE-05-2

Tetto con capriate di tipo N (monofalda)



1.1. Descrizione tecnica

1.1.1. Tipologia costruttiva

Tetto in legno C22. 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 75x100 mm, ad interasse 0.300 m

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, 2, sezione 75x225 [mm]

Elementi 3, sezione 75x175 [mm]

Elementi 4, sezione 75x175 [mm]

Elementi 5, sezione 75x175 [mm]

Volume della capriata = 0.237 m³, peso proprio della capriata = 0.791 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, travetti, 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

$f_{mk} = 22.0$ MPa, $f_{t0k} = 13.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.4$ MPa

$f_{c0k} = 20.0$ MPa, $f_{c90k} = 2.4$ MPa, $f_{vk} = 3.8$ MPa

$E_{0m} = 10000$ MPa, $E_{005} = 6700$ MPa, $E_{90m} = 330$ MPa

$G_m = 630$ MPa, $\rho_k = 340$ Kg/m³

1.1.5. Carichi distribuiti sulla copertura

Carico permanente del manto di copertura $G_e = 0.500$ kN/m² (Tegole

Travetti, assito, isolamento

$G_t = 0.100$ kN/m² $G_e + G_t = 0$

Peso del controsoffitto del tetto

$G_c = 0.000$ kN/m²

Carico della neve sul terreno

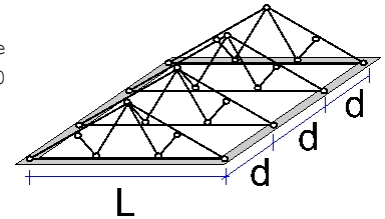
$S_k = 1.500$ kN/m²

Pressione del vento sulle superfici vert.

$Q_w = 0.754$ kN/m²

Carico (categoria H)

$Q_i = 0.500$ kN/m²

**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

$q_{sk} = 1.500$ kN/m² ($s = 200 \leq 200$ m)

Valore di riferimento del carico neve al suolo: $s_k = q_{ref}(T) = 1.500$ kN/m²

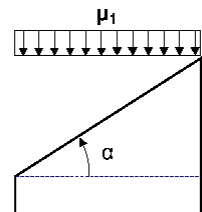
Carico neve sulla copertura (DM2008, §3.4.5)

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)

$S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0.800 \times 1.000 \times 1.000 \times 1.500 = 1.200$ kN/m²

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

Zona: 1, $V_b = 25.00$ m/s ($s = 500 < a_0 = 1000$ m), $V_b = 25$ m/s, $a_0 = 1000$ m, $K_a = 0.012$ (1/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 = 500 m

Categorie di esposizione del sito: II, $k_r = 0.19$, $z_0 = 0.05$ m, $z_{min} = 4.00$ 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)

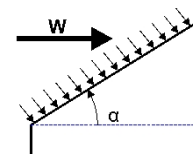
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{ref} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2 / 1.6) \times 1.929 = 0.754$ kN/m²

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 $p_f = -0.302$ kN/m²



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	75x175	5.657	1.313E+004	3.350E+007	3.828E+005
4	2.828	0.900		4	3	2	75x175	1.800	1.313E+004	3.350E+007	3.828E+005
				5	4	3	75x175	2.969	1.313E+004	3.350E+007	3.828E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname $=340.00$ kg/m³, peso proprio della capriata $=0.791$ kN
 Interasse delle capriate $d=1.41$ m, peso delle unioni delle capriate $=0.079$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 1.002$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.000$ kN/m

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

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 1.414 = 0.707$ 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 $qh=0.053 \times (G+0.20 \times Qk1)$
 AeY Sismica $qv=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

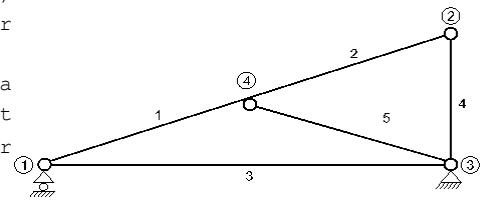
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, 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

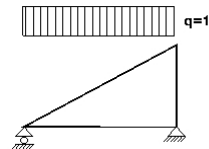
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico 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	-6.08	1.03	0.03	-5.22	-1.66	-0.90
2	4	2	-0.53	1.66	-0.90	0.33	-1.04	0.02
3	1	3	5.48	0.00	0.00	5.48	0.00	0.00
4	3	2	-1.09	0.00	0.00	-1.09	0.00	0.01
5	4	3	-5.75	0.00	0.00	-5.75	0.00	0.00



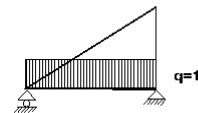
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	5.48	2.83	0.03	-5.48	0.00	0.90
2	4	2	0.00	1.74	-0.90	0.00	1.09	-0.02
3	1	3	-5.48	0.00	0.00	5.48	0.00	0.00
4	3	2	0.00	1.09	0.00	0.00	-1.09	-0.01
5	4	3	5.48	-1.74	0.00	-5.48	1.74	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	-0.24	-0.08	0.07	-0.24	-0.08	-0.16
2	4	2	-0.04	0.05	-0.16	-0.04	0.05	0.00
3	1	3	0.25	2.83	0.09	0.25	-2.83	0.09
4	3	2	0.06	0.02	-0.04	0.06	0.02	0.00
5	4	3	-0.24	0.01	0.00	-0.24	0.01	0.03



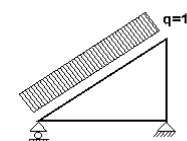
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	0.25	0.00	0.07	-0.25	0.00	0.16
2	4	2	0.02	0.06	-0.16	-0.02	-0.06	0.00
3	1	3	-0.25	2.83	0.09	0.25	-2.83	-0.09
4	3	2	-0.02	-0.06	-0.04	0.02	0.06	0.00
5	4	3	0.23	-0.06	0.00	-0.23	0.06	-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	-4.85	1.13	0.03	-4.85	-1.84	-1.03
2	4	2	0.35	1.84	-1.03	0.35	-1.13	0.03
3	1	3	4.28	0.00	0.00	4.28	0.00	0.00
4	3	2	-1.18	0.00	0.00	-1.18	0.00	0.01
5	4	3	-6.38	0.00	0.00	-6.38	0.00	0.00



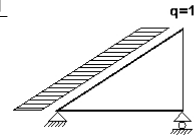
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	4.28	2.54	0.03	-5.18	0.29	1.03
2	4	2	-0.90	1.65	-1.03	0.00	1.18	-0.03
3	1	3	-4.28	0.00	0.00	4.28	0.00	0.00
4	3	2	0.00	1.18	0.00	0.00	-1.18	-0.01
5	4	3	6.08	-1.93	0.00	-6.08	1.93	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	4.07	0.30	0.01	1.24	-0.60	-0.43
2	4	2	2.92	0.60	-0.43	0.10	-0.30	0.01
3	1	3	-3.97	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00
4	3	2	-0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00	0.00
5	4	3	-2.07	0.00	0.00	-2.07	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	-3.97	-0.94	0.01	1.00	0.94	0.43
2	4	2	-2.97	-0.32	-0.43	0.00	0.32	-0.01
3	1	3	3.97	0.00	0.00	-3.97	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.32	0.00	0.00	-0.32	0.00
5	4	3	1.97	-0.63	0.00	-1.97	0.63	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 = 1.002, 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	-6.40	1.09	0.03	-5.49	-1.75	-0.95	-6.05	0.00	0.65
2	4	2	-0.56	1.75	-0.95	0.34	-1.09	0.02	0.00	0.00	0.65
3	1	3	5.77	0.00	0.00	5.77	0.00	0.00	5.77	0.00	0.00
4	3	2	-1.14	0.00	0.00	-1.14	0.00	0.01	-1.14	0.00	0.00
5	4	3	-6.05	0.00	0.00	-6.05	0.00	0.00	-6.05	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	-10.32	1.75	0.05	-8.87	-2.82	-1.53	-9.76	0.00	1.04
2	4	2	-0.90	2.82	-1.53	0.55	-1.76	0.04	-0.01	0.00	1.04
3	1	3	9.30	0.00	0.01	9.30	0.00	0.00	9.30	0.00	0.00
4	3	2	-1.84	0.01	0.00	-1.84	0.01	0.01	-1.84	0.01	0.01
5	4	3	-9.76	0.00	0.00	-9.76	0.00	0.00	-9.76	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	0.44	2.07	0.01	-0.28
2	4	2	-0.15	-0.79	0.44	-0.15	0.48	-0.01	-0.15	-0.01	-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	-4.30	0.73	0.02	-3.69	-1.17	-0.64	-4.07	0.00	0.44
2	4	2	-0.38	1.17	-0.64	0.23	-0.73	0.02	0.00	0.00	0.43
3	1	3	3.88	0.00	0.00	3.88	0.00	0.00	3.88	0.00	0.00
4	3	2	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00	0.00
5	4	3	-4.06	0.00	0.00	-4.06	0.00	0.00	-4.06	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	0.30	0.02	0.00	0.09	-0.04	-0.03	0.22	0.00	0.01
2	4	2	0.22	0.04	-0.03	0.01	-0.02	0.00	0.09	0.00	0.01
3	1	3	-0.29	0.00	0.00	-0.29	0.00	0.00	-0.29	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	-0.15	0.00	0.00	-0.15	0.00	0.00	-0.15	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	-0.05	0.01	0.00	-0.05	-0.01	-0.01	-0.05	0.00	0.01
2	4	2	0.00	0.01	-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	-0.05	0.00	0.00	-0.05	0.00	0.00	-0.05	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 $G_{k1} = 1.002$, $G_{k2} = 0.000$ [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	5.77	2.98	0.03	-5.77	0.00	0.95
2	4	2	0.00	1.83	-0.95	0.00	1.14	-0.02
3	1	3	-5.77	0.00	0.00	5.77	0.00	0.00
4	3	2	0.00	1.14	0.00	0.00	-1.14	-0.01
5	4	3	5.76	-1.83	0.00	-5.76	1.83	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	9.30	4.80	0.05	-9.30	0.00	1.53
2	4	2	0.01	2.96	-1.53	-0.01	1.84	-0.04
3	1	3	-9.30	0.00	0.01	9.30	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.84	0.00	0.01	-1.84	-0.01
5	4	3	9.30	-2.96	0.00	-9.30	2.96	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	-0.44
2	4	2	0.38	-0.70	0.44	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	-2.59	0.82	0.00	2.59	-0.82	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	3.88	2.00	0.02	-3.88	0.00	0.64
2	4	2	0.00	1.23	-0.64	0.00	0.77	-0.02
3	1	3	-3.88	0.00	0.00	3.88	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.77	0.00	0.00	-0.77	0.00
5	4	3	3.87	-1.23	0.00	-3.87	1.23	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	-0.29	-0.07	0.00	0.07	0.07	0.03
2	4	2	-0.22	-0.02	-0.03	0.00	0.02	0.00
3	1	3	0.29	0.00	0.00	-0.29	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00
5	4	3	0.15	-0.05	0.00	-0.15	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	-0.02	-0.03	0.01	-0.01
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-0.80	-1.30	0.29	-0.54

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	2.97	4.80	-1.08	2.00
3	Fx	0.00	0.00	0.77	0.00
3	Fy	2.97	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 $G_{k1} = 1.002$, $G_{k2} = 0.000$	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	3.867	0.000	6.445	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	11.066	0.000	12.296	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.151	1.874	1.279	2.083	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	6.867	0.000	7.629	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.691	9.870	0.768	10.967	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	1.151	6.914	1.279	7.682	
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	10.710	0.768	11.900	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + AedX$	Accidental	1.00	0.394	4.004	0.438	4.449	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + AedY$	Accidental	1.00	0.000	3.960	0.000	4.400	
	Valori massimi				1.151	11.066	1.279	12.296
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	1.151	0.685	1.279	0.761	

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	3.867	0.000	6.445	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	11.066	0.000	12.296	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	2.241	0.000	2.490	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	6.867	0.000	7.629	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	10.090	0.000	11.211	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	7.280	0.000	8.089	
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	10.930	0.000	12.145	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + AedX$	Accidental	1.00	0.000	4.004	0.000	4.449	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + AedY$	Accidental	1.00	0.000	3.960	0.000	4.400	
	Valori massimi				0.000	11.066	0.000	12.296
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	1.051	0.000	1.168	

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 = 1.002, Gk2 = 0.000	-0.803	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 1.697	-1.295	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -0.426	0.290	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.803	1.284
2 Gk + Qk1	2.098	2.735
3 Gk + Qk2	0.803	1.284
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	2.098	2.735
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.709	2.346

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

Massimi valori della freccia nel nodo 4

w.inst = 2.098 mm, w.fin = 2.735 mm

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

w.inst = 2.098 mm < $L/300 = 5657/300 = 18.857$ mm

w.net,fin = 2.735 mm < $L/250 = 5657/250 = 22.628$ mm

w.fin = 2.735 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 = 1.002, Gk2 = 0.000		0.564	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 1.697		0.956	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	0.564	0.903
2 Gk + Qk1	1.520	1.974
3 Gk + Qk2	0.564	0.903
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.520	1.974
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.233	1.687

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 1.520$ mm, $w_{fin} = 1.974$ mm

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

$w_{inst} = 1.520$ mm < $L/300 = 2969/300 = 9.896$ mm

$w_{net,fin} = 1.974$ mm < $L/250 = 2969/250 = 11.875$ mm

$w_{fin} = 1.974$ 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 = 1.002, 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

$w_{inst} = 0.000$ mm, $w_{fin} = 0.000$ mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2Deformazioni finali a metà asta 3

$w_{inst} = 0.000$ mm < $L/300 = 5657/300 = 18.857$ mm

$w_{net,fin} = 0.000$ mm < $L/250 = 5657/250 = 22.628$ mm

$w_{fin} = 0.000$ mm < $L/150 = 5657/150 = 37.713$ 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	19.61651	0.05098
2	21.06244	0.04748
3	31.98457	0.03127
4	51.05314	0.01959

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 = 1.002, 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	-13.858	0.741	3.785	2.060
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-26.439	1.415	7.222	3.930
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-9.239	0.494	2.524	1.373
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-16.406	0.878	4.481	2.439
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-26.439	1.415	7.222	3.930
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-21.279	1.138	5.812	3.163
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	-28.446	1.522	7.770	4.229
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-5.440	0.306	1.570	0.860
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-5.676	0.304	1.550	0.844
	Valori massimi			-28.446	1.522	7.770	4.229

1.8.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2**Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=1.370 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=13.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 13.00 / 1.50 = 7.80$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=1.370 kN, $\sigma_{t0d}=Ft0d/A_{netto}=1000 \times 1.370 / 16875 = 0.08$ N/mm² < 7.80 N/mm²=ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-25.601 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=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-25.601 kN, $\sigma_{c0d}=Fc0d/A_{netto}=1000 \times 25.601 / 16875 = 1.52$ N/mm² < 12.00 N/mm²=fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Taglio, Fv=6.993 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=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.90 \times 3.80 / 1.50 = 2.28$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=6.993 kN, $\tau_{v0d}=1.50 Fv0d/A_{netto}=1000 \times 1.50 \times 6.993 / 11250 = 0.93$ N/mm² < 2.28 N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione, Myd=3.806 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=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 3.806 / 6.328E+005 = 6.01 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 2.109E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.456 + 0.000 = 0.46 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.319 + 0.000 = 0.32 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

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

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -25.601 \text{ kN}$, $M_{yd} = 3.806 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§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)

$f_{c0k} = 20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 25.601 / 16875 = 1.52 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 3.806 / 6.328E+005 = 6.01 \text{ N/mm}^2$

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

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.016 + 0.456 + 0.000 = 0.47 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.016 + 0.319 + 0.000 = 0.33 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

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

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -25.601 \text{ kN}$, $M_{yd} = 3.806 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (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 $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=6700 \text{ N/mm}^2$

$f_{c0k} = 20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d} = K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00 \text{ N/mm}^2$

$f_{myk} = 22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd} = K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20 \text{ N/mm}^2$

$f_{mzk} = 22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd} = K_{mod} \cdot f_{mzk} / \gamma_M = 0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 25.601 / 16875 = 1.52 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my,netto} = 1E+06 \times 3.806 / 6.328E+005 = 6.01 \text{ N/mm}^2$

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

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

$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 31.72 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,crity}} = 0.79$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 355.42 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k}/\sigma_{c,critz}} = 0.24$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno massiccio)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.86$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.829$ (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)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.153 + 0.456 + 0.000 = 0.61 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.126 + 0.319 + 0.000 = 0.45 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=3.806 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)
 $f_{c0k}=20.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod}\cdot f_{c0k}/\gamma_M=0.90\times 20.00/1.50=12.00\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 22.00/1.50=13.20\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 22.00/1.50=13.20\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 3.806/6.328\text{E}+005= 6.01\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky}= 1.00\times 2.968=2.968\text{ m}= 2968\text{ mm}$ (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 $i_y=\sqrt{I_y/A}=0.289\times 225= 65\text{ mm}$, $\lambda_y= 2968/ 65= 45.66$ $i_z=\sqrt{I_z/A}=0.289\times 75= 22\text{ mm}$, $\lambda_z= 300/ 22= 13.64$ $\sigma_{m,crit}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 75^2\times 6700/(225\times 2968)= 48.92\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32) $\sigma_{m,crit}=0.78\cdot b^2\cdot E_{005}/(h\cdot L_{ef})=0.78\times 225^2\times 6700/(75\times 300)=11758.50\text{N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)Tensioni critiche $\sigma_{m,crity}= 48.92\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,my}= \sqrt{f_{myk}/\sigma_{m,crity}}= 0.67$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m,critz}=11758.50\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,mz}= \sqrt{f_{mk}/\sigma_{m,critz}}= 0.04$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel,my}=0.67$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{crity}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel,mz}=0.04$, ($\lambda_{rel}\leq 0.75$), $K_{critz}=1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd}/(K_{crity}\cdot f_{myd})+K_m\cdot \sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.456+0.000= 0.46 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_m\cdot \sigma_{myd}/(K_{crity}\cdot f_{myd})+\sigma_{mzd}/(K_{critz}\cdot f_{mzd})=0.319+0.000= 0.32 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=1.370kN, Myd=3.806kNm, 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)
 $f_{t0k}=13.00\text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod}\cdot f_{t0k}/\gamma_M=0.90\times 13.00/1.50=7.80\text{N/mm}^2$
 $f_{myk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod}\cdot f_{myk}/\gamma_M=0.90\times 22.00/1.50=13.20\text{N/mm}^2$
 $f_{mk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod}\cdot f_{mk}/\gamma_M=0.90\times 22.00/1.50=13.20\text{N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{t0d}=\text{Ft0d}/A_{netto}=1000\times 1.370/16875= 0.08\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=\text{Myd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06\times 3.806/6.328\text{E}+005= 6.01\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=\text{Mzd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06\times 0.000/2.109\text{E}+005= 0.00\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+\sigma_{myd}/f_{myd}+K_m\cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.010+0.456+0.000= 0.47 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d}/f_{t0d}+K_m\cdot \sigma_{myd}/f_{myd}+\sigma_{mzd}/f_{mzd}=0.010+0.319+0.000= 0.33 < 1$ (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_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 1.002, 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	$\gamma_g \cdot G_k$	Permanente	0.60	0.000	12.492	0.001	0.007
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	23.832	0.002	0.014
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	8.328	0.001	0.005
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	14.788	0.001	0.009
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	23.832	0.002	0.014
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	19.181	0.002	0.011
7	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k4}$	Breve	0.90	0.000	25.641	0.003	0.015
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	4.889	0.001	0.003
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	5.117	0.001	0.003
	Valori massimi				0.000	25.641	0.003 0.015

1.8.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 3**Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=23.077 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=175 mm, A= 13 125 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)ft0k=13.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/ $\gamma_M=0.90 \times 13.00 / 1.50 = 7.80$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Ft0d=23.077 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 23.077 / 13125 = 1.76$ N/mm² < 7.80 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 = 1.002, 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	-2.473	0.000	0.009	0.016
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-4.718	0.000	0.017	0.030
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-1.649	0.000	0.006	0.011
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-2.927	0.000	0.010	0.019
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-4.718	0.000	0.017	0.030
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-3.797	0.000	0.013	0.024
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	-5.076	0.000	0.018	0.032
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.022	0.000	0.004	0.007
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.013	0.000	0.004	0.006
	Valori massimi			-5.076	0.000	0.018	0.032

1.8.6. Verifica della sezione Elementi: 4**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-4.568 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=175 mm, A= 13 125 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-4.568 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 4.568 / 13125 = 0.35$ N/mm² < 12.00 N/mm² = fc0d (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, Fc0d=-4.568 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=75mm, h=175mm, A=1.313E+004mm², Wy=3.828E+005mm³, Wz=1.641E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=6700N/mm²)fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00$ N/mm²fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²

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

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 4.568 / 13125 = 0.35$ 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

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 175 = 51 \text{ mm}, \lambda_y = 1800/51 = 35.29$$

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

Tensioni critiche

$$\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 53.10 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,crity}} = 0.61 \text{ (EC5 Eq.6.21)}$$

$$\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 9.88 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,critz}} = 1.42 \text{ (EC5 Eq.6.22)}$$

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

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.72, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.913 \text{ (Eq.6.27 6.25)}$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2] = 1.62, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}) = 0.415 \text{ (Eq.6.28 6.26)}$$

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

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) = 0.07 < 1 \text{ (EC5 Eq.6.24)}$$

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 = 1.002, 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	-13.099	0.000	0.000	0.000
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-24.991	0.000	0.000	0.000
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-8.733	0.000	0.000	0.000
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-15.507	0.000	0.000	0.000
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-24.991	0.000	0.000	0.000
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-20.114	0.000	0.000	0.000
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	-26.888	0.000	0.000	0.000
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-5.433	0.000	0.000	0.000
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-5.365	0.000	0.000	0.000
	Valori massimi			-26.888	0.000	0.000	0.000

1.8.8. Verifica della sezione Elementi: 5**Elementi: 5 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-24.199 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=75 mm, h=175 mm, A= 13 125 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-24.199 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 24.199 / 13125 = 1.84$ N/mm² < 12.00 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7**Stabilità, Fc0d=-24.199 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=75mm, h=175mm, A=1.313E+004mm², Wy=3.828E+005mm³, Wz=1.641E+005mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=6700N/mm²)fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/ $\gamma_M=0.90 \times 20.00 / 1.50 = 12.00$ N/mm²fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.90 \times 22.00 / 1.50 = 13.20$ N/mm²

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

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 24.199 / 13125 = 1.84$ N/mm²Lunghezza 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 $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 175 = 51$ mm, $\lambda_y = 2969 / 51 = 58.21$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 75 = 22$ mm, $\lambda_z = 2969 / 22 = 134.94$ Tensioni critiche $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E005 / \lambda_y^2 = 19.52$ N/mm², $\lambda_{rel, y} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, crity}} = 1.01$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E005 / \lambda_z^2 = 3.63$ N/mm², $\lambda_{rel, z} = \sqrt{fc0k / \sigma_{c, critz}} = 2.35$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c=0.20$ (legno massiccio)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]=1.08$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{k_y^2-\lambda_{rel,y}^2})=0.680$ (Eq. 6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]=3.46$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{k_z^2-\lambda_{rel,z}^2})=0.167$ (Eq. 6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})=0.23 < 1$ (EC5 Eq. 6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})=0.92 < 1$ (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 $t=2.5$ 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 $t=2.5\text{mm}$

Proprietà dei bulloni (EC5 §8.5.1)

Diametro dei bulloni $d=4.0\text{mm}$, diametro rondella $\geq 12.0\text{mm}$ spessore $\geq 1.2\text{mm}$.

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)

$M_{yk}=0.30 f_{yk} \cdot d^{2.6}=0.30 \times 400 \times 4.0^{2.6}=4411$ 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)

$f_{hk}=0.082(1-0.01d) \rho_k=26.76\text{N/mm}^2$, ($\rho_k=340\text{kg/m}^3$, $d=4.0\text{mm}$) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

Azione permanente

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

$t_2=75.0\text{mm}$, Spessore della piastra in acciaio $0.5d=2.0 < t=2.5 < d=4.0\text{mm}$

Per $t \leq 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.118 \text{ kN}$$

$$F_{vrk1} = 1.118 \text{ kN}$$

Per $t > 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.13(l), 8.13(m))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.580 \text{ kN}$$

$$F_{vrk2} = 1.580 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.60 \times 1.233 / 1.50 = 0.987 \text{ kN}$

Azione di lunga durata

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

$t_2=75.0\text{mm}$, Spessore della piastra in acciaio $0.5d=2.0 < t=2.5 < d=4.0\text{mm}$

Per $t \leq 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.118 \text{ kN}$$

$$F_{vrk1} = 1.118 \text{ kN}$$

Per $t > 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.13(l), 8.13(m))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.580 \text{ kN}$$

$$F_{vrk2} = 1.580 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.80 \times 1.233 / 1.50 = 1.315 \text{ kN}$

Azione di breve durata

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

$t_2=75.0\text{mm}$, Spessore della piastra in acciaio $0.5d=2.0 < t=2.5 < d=4.0\text{mm}$

Per $t \leq 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.12(j), 8.12(k))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.118 \text{ kN}$$

$$F_{vrk1} = 1.118 \text{ kN}$$

Per $t > 0.5d$ R_d =il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.13(l), 8.13(m))

$$0.50 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 4.014 \text{ kN}$$

$$2.30 \sqrt{M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.580 \text{ kN}$$

$$F_{vrk2} = 1.580 \text{ kN}$$

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2 K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 0.90 \times 1.233 / 1.50 = 1.480 \text{ kN}$

Azione Accidentale

Resistenza di progetto del bullone $R_d = 2K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 2 \times 1.00 \times 1.233 / 1.00 = 2.466 \text{ kN}$

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 risotto 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 2.5 mm delle dimensioni

BxH=110mmx75mm, e di spessore 2.5mm

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= forza al centro dell'unione

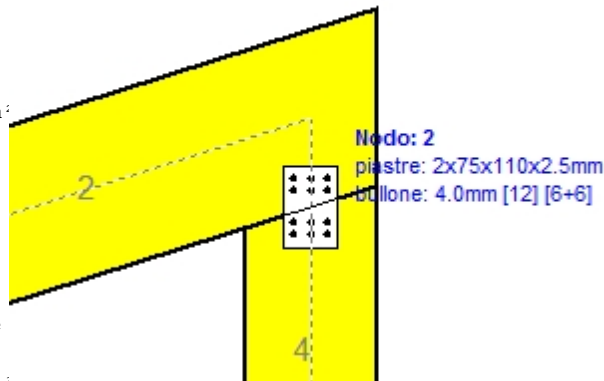
Ma= momento al centro dell'unione

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

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 6, ($n_{ef}=1.30n$), $A=75\text{mm}^2$, $r=25\text{mm}$, $W_p=1485\text{mm}^3$ 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	-1.484	-0.043	0.278 <	0.987
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-4.246	-0.123	0.795 <	1.480
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.484	-0.043	0.278 <	1.480
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-2.635	-0.077	0.493 <	1.480
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.246	-0.123	0.795 <	1.480
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.417	-0.099	0.640 <	1.480
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.568	-0.133	0.855 <	1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.533	-0.045	0.287 <	2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.519	-0.044	0.284 <	2.466

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	-1.484	-0.043	7 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-4.246	-0.123	19 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.484	-0.043	7 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-2.635	-0.077	12 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.246	-0.123	19 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.417	-0.099	15 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.568	-0.133	21 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.533	-0.045	7 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.519	-0.044	7 <	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 2.5 mm delle dimensioni

BxH=115mmx130mm, e di spessore 2.5mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

14 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

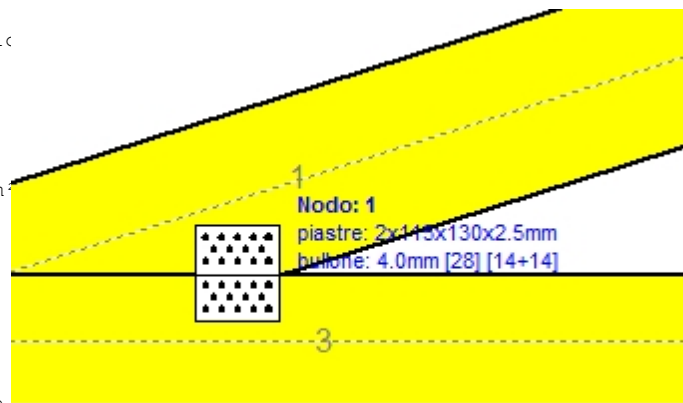
Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

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=14, ($n_{ef}=1.37n$), $A=176\text{mm}^2$, $r=49\text{mm}$, $W_p=7073\text{mm}^3$ 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	-8.434	-0.082	0.373 <	0.987
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-24.136	-0.236	1.066 <	1.480
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.434	-0.082	0.373 <	1.480
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-14.977	-0.146	0.662 <	1.480
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.136	-0.236	1.066 <	1.480
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.426	-0.190	0.858 <	1.480
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.968	-0.254	1.147 <	1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.290	-0.079	0.364 <	2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.636	-0.084	0.382 <	2.466

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	-8.434	-0.082	13 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-24.136	-0.236	37 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-8.434	-0.082	13 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-14.977	-0.146	23 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.136	-0.236	37 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.426	-0.190	30 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.968	-0.254	40 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.290	-0.079	13 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.636	-0.084	13 <	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 2.5 mm delle dimensioni

BxH=200mmx60mm, e di spessore 2.5mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

9 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

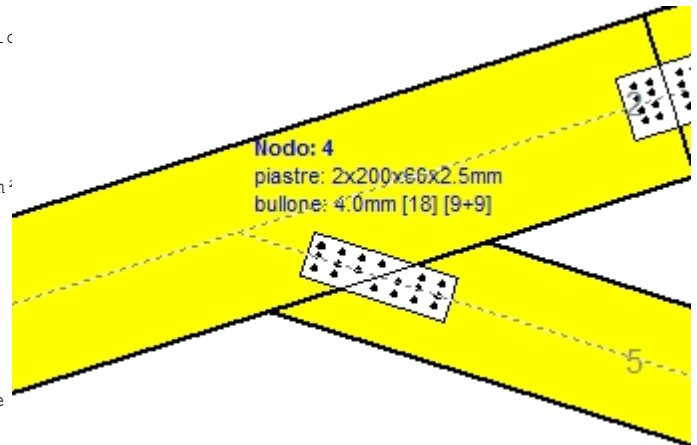
Sforzo max bullone d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

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= 9, ($n_{ef}=1.30n$), $A=113\text{mm}^2$, $r=26\text{mm}$, $W_p=2746\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 4 ,dall'elemento 5, al centro della 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	-7.860	0.000	0.437 <	0.987
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-22.492	0.000	1.250 <	1.480
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-7.860	0.000	0.437 <	1.480
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-13.957	0.000	0.776 <	1.480
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.492	0.000	1.250 <	1.480
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-18.102	0.000	1.006 <	1.480
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.199	0.000	1.345 <	1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.149	0.000	0.453 <	2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.048	0.000	0.447 <	2.466

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	-7.860	0.000	17 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-22.492	0.000	50 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-7.860	0.000	17 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-13.957	0.000	31 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.492	0.000	50 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-18.102	0.000	40 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.199	0.000	54 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.149	0.000	18 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.048	0.000	18 <	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 2.5 mm delle dimensioni

BxH=445mmx140mm, e di spessore 2.5mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

16 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

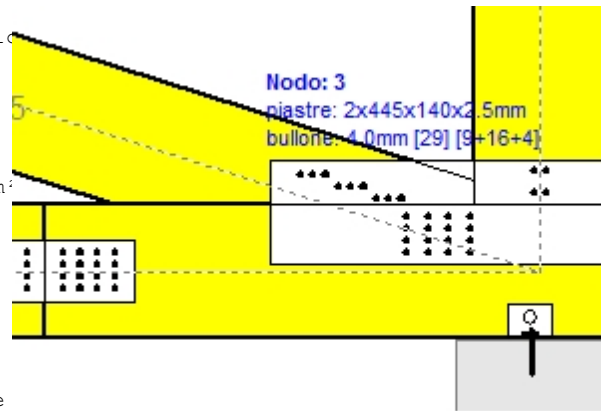
Ma= momento al centro dell'unione

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

 W_p : modulo di resistenza del collegamento $n=16$, ($n_{ef}=1.34n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=55\text{mm}$, $W_p=6788\text{mm}^3$ 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	-8.434	0.180	0.381 <	0.987
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-24.134	0.515	1.090 <	1.480
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-8.434	0.180	0.381 <	1.480
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-14.976	0.320	0.676 <	1.480
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.134	0.515	1.090 <	1.480
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.424	0.415	0.877 <	1.480
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.966	0.554	1.172 <	1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.742	0.187	0.395 <	2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.636	0.184	0.390 <	2.466

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	-8.434	0.180	3 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-24.134	0.515	9 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-8.434	0.180	3 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-14.976	0.320	5 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.134	0.515	9 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-19.424	0.415	7 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-25.966	0.554	9 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.742	0.187	3 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.636	0.184	3 <	240

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

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.5 mm delle dimensioni

BxH=445mmx140mm, e di spessore 2.5mm

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= forza al centro dell'unione

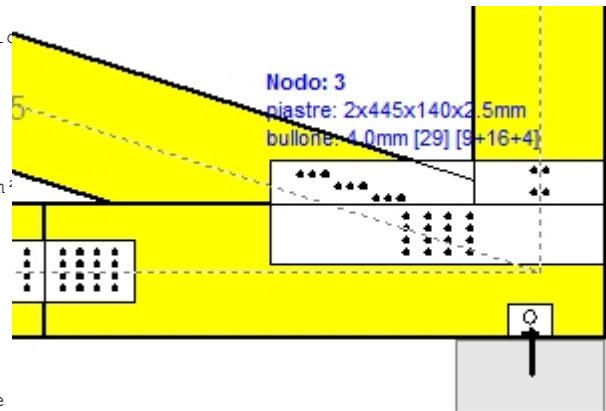
Ma= momento al centro dell'unione

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

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 9, ($n_{ef}=1.30n$), $A=113\text{mm}^2$, $r=26\text{mm}$, $W_p=2746\text{mm}^3$ 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	-7.860	0.000	0.437 < 0.987	
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-22.492	0.000	1.250 < 1.480	
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-7.860	0.000	0.437 < 1.480	
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-13.957	0.000	0.776 < 1.480	
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.492	0.000	1.250 < 1.480	
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-18.102	0.000	1.006 < 1.480	
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.199	0.000	1.345 < 1.480	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.149	0.000	0.453 < 2.466	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.048	0.000	0.447 < 2.466	

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	-7.860	0.000	7 < 131	
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-22.492	0.000	21 < 196	
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-7.860	0.000	7 < 196	
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-13.957	0.000	13 < 196	
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.492	0.000	21 < 196	
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-18.102	0.000	17 < 196	
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-24.199	0.000	23 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-8.149	0.000	8 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-8.048	0.000	8 < 240	

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

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.5 mm delle dimensioni

BxH=445mmx140mm, e di spessore 2.5mm

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

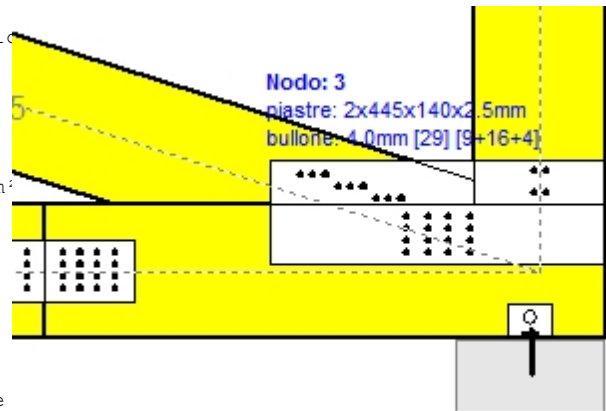
Ma= momento al centro dell'unione

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

 W_p : modulo di resistenza del collegamenton= 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)	R_d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.484	0.000	0.187 <	0.987
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-4.246	0.000	0.534 <	1.480
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.484	0.000	0.187 <	1.480
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.635	0.000	0.331 <	1.480
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.246	0.000	0.534 <	1.480
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.417	0.000	0.430 <	1.480
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.568	0.000	0.574 <	1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.533	0.000	0.193 <	2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.519	0.000	0.191 <	2.466

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	-1.484	0.000	0 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-4.246	0.000	1 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.484	0.000	0 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.635	0.000	1 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.246	0.000	1 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.417	0.000	1 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.568	0.000	1 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.533	0.000	0 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.519	0.000	0 <	240

1.9.6. Stato limite ultimo

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

Unione con due (2) piastre metalliche.

Verifica dell'unione dell'elemento 3

Caratteristiche della ferramenta:

Due (2) piastre metalliche 2.5 mm delle dimensioni

BxH=235mmx80mm, e di spessore 2.5mm

Diametro dei bulloni d=4.0mm,

16 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

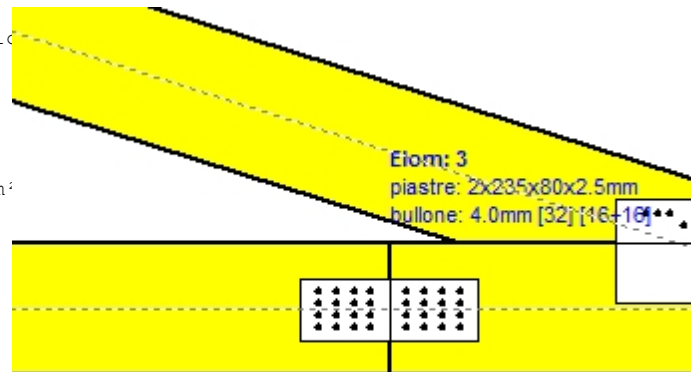
$A=n \cdot a$: area totale bullone

r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

W_p : modulo di resistenza del collegamento

$n=16$, ($n_{ef}=1.34n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=55\text{mm}$, $W_p=6788\text{mm}^3$

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	Fa (kN)	Fv (kN)	Ma (kNm)	Fn	Rd (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	7.495	-0.001	0.001	0.469	<0.987
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	21.449	-0.002	0.002	1.343	<1.480
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	7.495	-0.001	0.001	0.469	<1.480
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	13.309	-0.001	0.001	0.833	<1.480
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	21.449	-0.002	0.002	1.343	<1.480
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	17.263	-0.002	0.001	1.081	<1.480
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	23.077	-0.002	0.002	1.445	<1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	7.333	-0.001	0.001	0.459	<2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	7.675	-0.001	0.001	0.481	<2.466

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	7.495	0.001	25 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	21.449	0.002	72 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	7.495	0.001	25 <	196
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	13.309	0.001	45 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	21.449	0.002	72 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	17.263	0.001	58 <	196
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	23.077	0.002	77 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	7.333	0.001	25 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	7.675	0.001	26 <	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 2.5 mm delle dimensioni

BxH=125mmx85mm, e di spessore 2.5mm

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 fy=240N/mm²

Superficie netta piastra Anet=(0.75) · b · t

Fa= forza al centro dell'unione

Ma= momento al centro dell'unione

Sforzo max bullone d'angolo Fn=Fa/n+Ma/Wp

n: numero di bulloni, a: sezione del bullone

A=nxa: area totale bullone

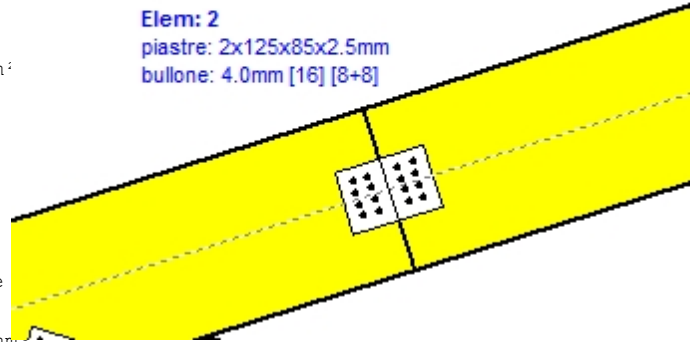
r :distanza bullone d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n= 8, (nef=1.00n), A=101mm², r=32mm, Wp =2207mm³

σ e σd tens. normale e di esercizio piastra N/mm²

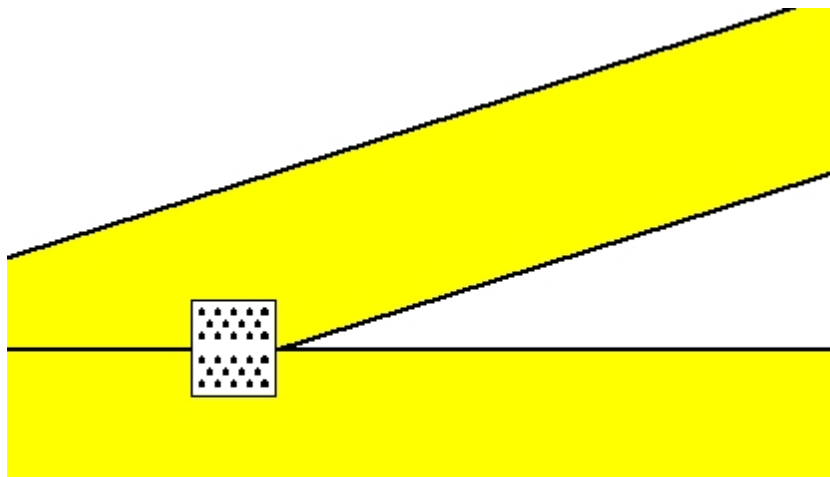
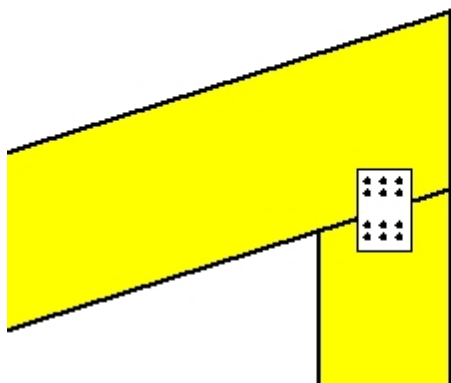
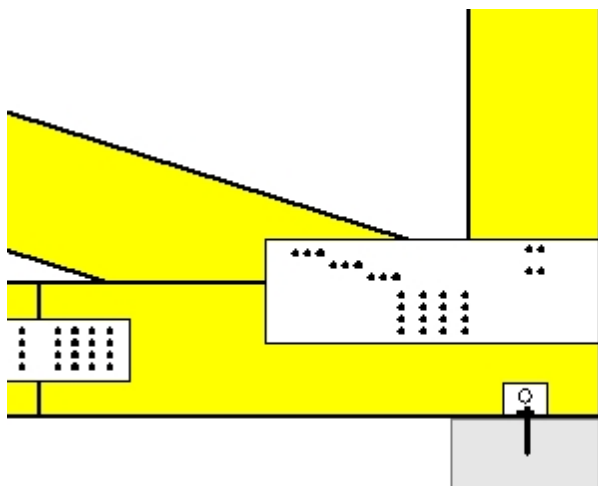
Elem: 2
piastre: 2x125x85x2.5mm
bullone: 4.0mm [16] [8+8]

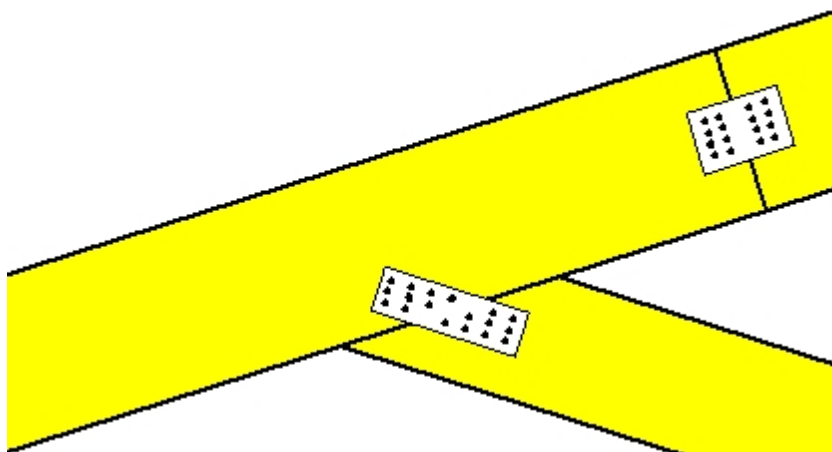
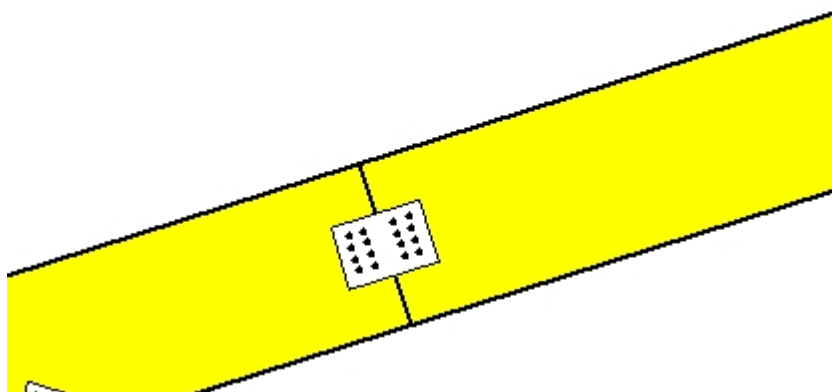
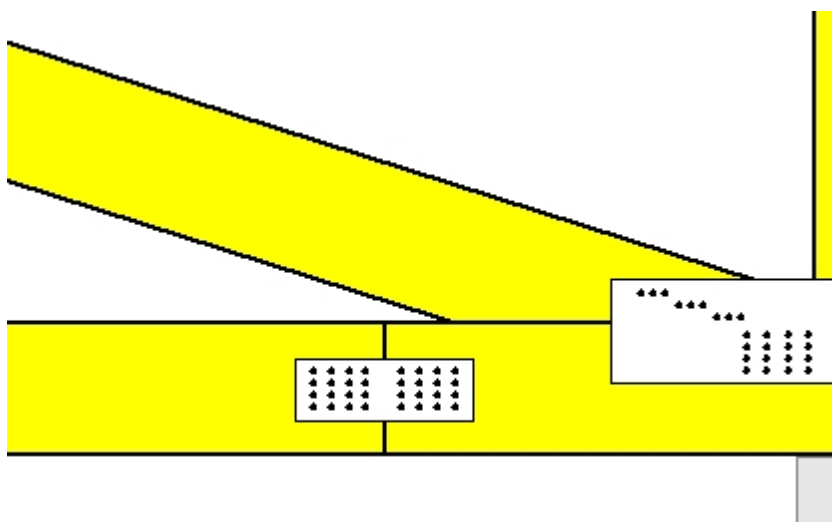
**Forze alla giunzione dell'elemento 2 , al centro della unione F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Fv (kN)	Ma (kNm)	Fn	Rd (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.491	1.525	-0.098	0.260	<0.987
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-1.405	4.365	-0.279	0.744	<1.480
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-0.491	1.525	-0.098	0.260	<1.480
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-0.872	2.708	-0.173	0.462	<1.480
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-1.405	4.365	-0.279	0.744	<1.480
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-1.130	3.513	-0.225	0.599	<1.480
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-1.511	4.696	-0.300	0.800	<1.480
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-0.326	1.582	-0.108	0.293	<2.466
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-0.503	1.562	-0.100	0.266	<2.466

Verifica la resistenza della piastra di unione

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	σ	σd (N/mm²)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.602	-0.064	7 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-4.585	-0.183	21 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.602	-0.064	7 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-2.845	-0.114	13 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.585	-0.183	21 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-3.690	-0.147	17 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.933	-0.197	22 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.616	-0.074	8 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.641	-0.066	7 <	240

**Unione chiodata al nodo 1**(nodo a $x=0.589$ m, $y=0.087$ m)**piastre:** 2x115x130x2.5mm**bullone:** 4.0mm [28] [14+14]**Unione chiodata al nodo 2**(nodo a $x=5.657$ m, $y=1.800$ m)**piastre:** 2x75x110x2.5mm**bullone:** 4.0mm [12] [6+6]**Unione chiodata al nodo 3**(nodo a $x=5.657$ m, $y=0.000$ m)**piastre:** 2x445x140x2.5mm**bullone:** 4.0mm [29] [9+16+4]

**Unione chiodata al nodo 4**(nodo a $x=2.828$ m, $y=0.900$ m)**piastre:** 2x200x60x2.5mm**bullone:** 4.0mm [18] [9+9]**Giunto nell'elemento**(a $x=3.400$ m, $y=1.082$ m)**piastre:** 2x125x85x2.5mm**bullone:** 4.0mm [16] [8+8]**Giunto nell'elemento**(a $x=5.000$ m, $y=0.000$ m)**piastre:** 2x235x80x2.5mm**bullone:** 4.0mm [32] [16+16]