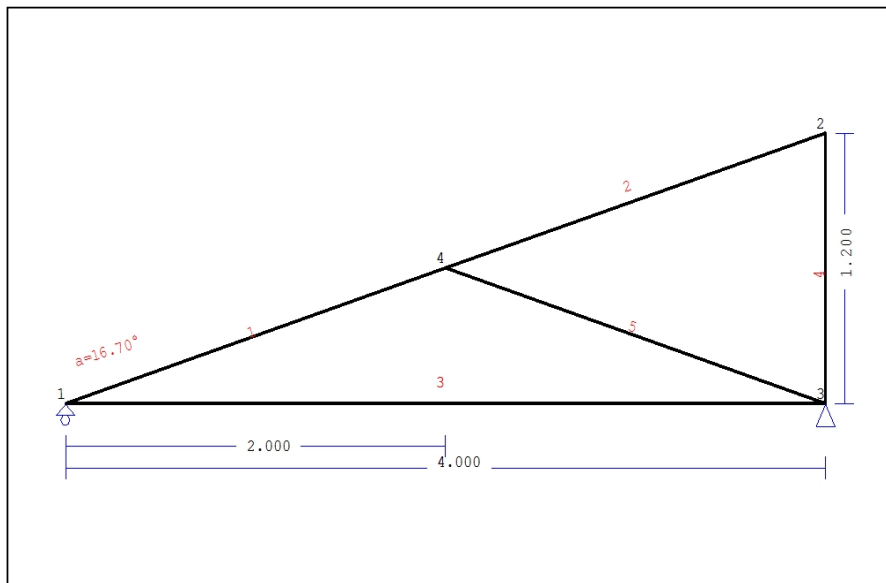


1. MEZZA CAP-02

Tetto con capriate di tipo N (monofalda)



1.1. Descrizione tecnica

1.1.1. Tipologia costruttiva

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

Luce della capriata 4.000m, altezza 1.200m, inclinazione 16.70°, interasse delle capriate 3.500m

Assito costituito da legno di classe C22, spessore 20 mm

Travetti in legno di classe C22, con dimensioni 75x115 mm, ad interasse 0.300 m

Sezione degli elementi della capriata BxH [mm]

Elementi 1, 2, sezione 58x200 [mm]

Elementi 3, sezione 58x150 [mm]

Elementi 4, sezione 58x150 [mm]

Elementi 5, sezione 58x200 [mm]

Volume della capriata =0.118 m³, peso proprio della capriata =0.636 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 chiodate 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)

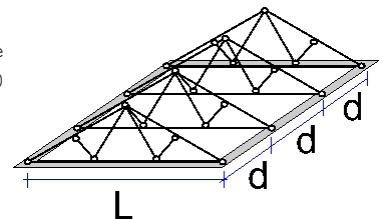
Classe del legno : D40

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

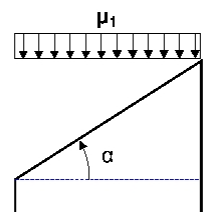
Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (DM2008 §4.4.5)Coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 T.4.4.III)**Valori caratteristici del legname** $f_{mk} = 22.0 \text{ MPa}$, $f_{t0k} = 13.0 \text{ MPa}$, $f_{t90k} = 0.4 \text{ MPa}$ $f_{c0k} = 20.0 \text{ MPa}$, $f_{c90k} = 2.4 \text{ MPa}$, $f_{vk} = 3.8 \text{ MPa}$ $E_{0m} = 10000 \text{ MPa}$, $E_{005} = 6700 \text{ MPa}$, $E_{90m} = 330 \text{ MPa}$ $G_m = 630 \text{ MPa}$, $\rho_k = 340 \text{ Kg/m}^3$ **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 $G_c = 0.100 \text{ kN/m}^2$ 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

 $s_{sk} = 1.500 \text{ kN/m}^2$ ($s = 200 \leq 200 \text{ m}$)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 : $\alpha = 16.699^\circ$ Coefficiente di esposizione : $C_e = 1.000$ (DM2008 §5.2(7))Coefficiente termico : $C_t = 1.000$ (DM2008 §5.2(8))Fattori di forma, $\alpha = 16.70^\circ$, $\mu_1 = 0.800$ (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 1, vita utile 50 anni, periodo di ritorno 500 anni (§3.3.2)

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

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)

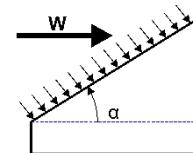
Pressione del vento sulla superficie verticale: $Q_{\text{ref}} \cdot C_e = 0.001 \times (25.00^2 / 1.6) \times 1.929 = 0.754 \text{ kN/m}^2$

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 $\alpha = 16.70^\circ$, $C_p = -0.40$

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

**1.4. Azione sismica (DM2008, §3.2)**

Accelerazione orizzontale (§3.2.3.2.1)

$a_g/g = 0.02$

Fattore d'importanza (§3.2.1)

$\gamma_i = 1.00$

Fattore di suolo [orizzontale] (§3.2.3.2.1)

$S_o = 1.80$

Fattore di suolo [verticale]

$S_v = 1.00$

Fattore di struttura [orizzontale] (§7.3.1)

$q_o = 1.50$

Fattore di struttura [verticale]

$q_v = 1.50$

Fattore di spettro [orizzontale] (§3.2.3.1)

$\beta_o(T) = 2.21$

Fattore di spettro [verticale] (§3.2.3.2.2)

$\beta_v(T) = 0.48$

Fattore di correzione (§7.3.3.2)

$\lambda = 1.00$

Distribuzione della forza $\zeta = z_i W_i / \sum z_j W_j$ (§7.3.3.2)

$\zeta = 1.00$

Primo periodo di vibrazione (§7.3.3.2)

$T(\text{sec}) = 0.15$

Fattore di combinazione carichi accidentali

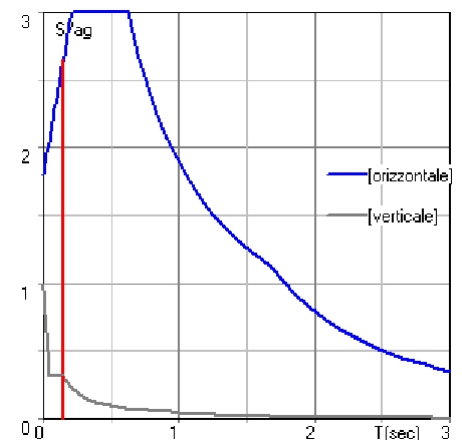
$\psi_2 = 0.30$

Fattore di combinazione carico da neve

$\psi_2 = 0.20$

Periodi di spettro [orizzontale]: $T_b = 0.21 \text{ sec}$, $T_c = 0.63 \text{ sec}$, $T_d = 1.68 \text{ sec}$

Periodi di spettro [verticale]: $T_b = 0.05 \text{ sec}$, $T_c = 0.15 \text{ sec}$, $T_d = 1.00 \text{ sec}$



Orizzontale: $F_o = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_o \cdot \beta_o(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_o$

$F_o = g \times 0.02 \times 1.00 \times 1.80 \times 2.21 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.053 \times g$ (DM2008 §3.2.3.2.1)

Verticale: $F_v = a_g \cdot \gamma_i \cdot S_v \cdot \beta_v(T) \cdot \lambda \cdot \zeta / q_v$

$F_v = g \times 0.02 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.48 \times 1.00 \times 1.00 / 1.50 = 0.006 \times g$ (DM2008 §3.2.3.2.2)

1.5. Finitura del tetto

Sistema strutturale dell'assito

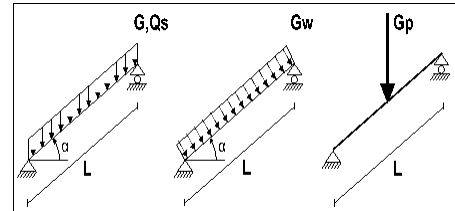
L'assito è progettato come trave semplicemente appoggiata con luce interasse tra i travetti $L=0.300\text{m}$, e larghezza 1.00m .

Dimensioni del materiale dell'assito

Specie legnosa dell'assito: C22, classe di servizio: Classe 1, umidità $\leq 12\%$
Interasse dei travetti $L=0.300\text{m}$, inclinazione del tetto $\alpha=16.70^\circ$, spessore dell'assito 20mm

Carico sull'assito

Manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
Peso proprio $G_l = 0.067 \text{ kN/m}^2$
Carico neve $Q_s = 1.200 \text{ kN/m}^2$
Carico da vento $Q_w = -0.302 \text{ kN/m}^2$
Peso del carpentiere $Q_p = 1.200 \text{ kN}$



Sforzi interni dell'assito (luce $L=0.300 \text{ m}$, larghezza $=1.00 \text{ m}$)

Carico	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	$\max N [\text{kN}]$	$\max V [\text{kN}]$	$\max M [\text{kNm}]$		
(Gk) Permanente	$G_k = 0.567 [\text{kN/m}]$	Permanente	1.30	0.00	1.00	0.049	0.081	0.006	
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.099	0.165	0.012	
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.302 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	0.000	-0.045	-0.003	
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.345	0.575	0.086	

1.5.1. Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico	[kN/m]	$u [\text{mm}]$	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}		
(Gk) Permanente	$G_k = 0.567 [\text{kN/m}]$		0.004	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 1.200 [\text{kN/m}]$		0.007	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60	
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.302 [\text{kN/m}]$		-0.002	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60	

Combinazione di carico	w_{inst}	$w_{fin} [\text{mm}]$
1 Gk	0.004	0.006
2 Gk + Qk1	0.011	0.014
3 Gk + Qk2	0.004	0.006
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	0.011	0.014
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	0.009	0.012

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

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 0.011 \text{ mm}$, $w_{fin} = 0.014 \text{ mm}$

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali

$w_{inst} = 0.011 \text{ mm} < L/300 = 300/300 = 1.000 \text{ mm}$

$w_{net, fin} = 0.014 \text{ mm} < L/250 = 300/250 = 1.200 \text{ mm}$

$w_{fin} = 0.014 \text{ mm} < L/150 = 300/150 = 2.000 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

1.5.2. Verifica dell'assito, Stato limite ultimo di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-0.106	0.177	0.013
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	-0.236	0.393	0.029
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	-0.071	0.118	0.009
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	-0.408	0.681	0.094
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-0.236	0.393	0.029
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-0.186	0.310	0.023
	Valori massimi			-0.408	0.681	0.094

Assito, combinazione di carico No 4**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-0.408 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=1000 mm, h=20 mm, A= 20 000 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.00x20.00/1.50=13.33N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fc0d=-0.408 kN, σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.408/20000=0.02N/mm² < 13.33N/mm²=fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Taglio, Fv=0.681 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x1000=670 mm, h=20 mm, A= 13 400 mm²

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (Tab.3.1), coefficiente del materiale γM=1.50 (Tab. 2.3)

fvk=3.80 N/mm², fvd=Kmod·fvk/γM=1.00x3.80/1.50=2.53N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=0.681 kN, τv0d=1.50Fv0d/Anetto=1000x1.50x0.681/13400=0.08N/mm² < 2.53N/mm²=fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=0.094 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=1000mm, h=20mm, A=2.000E+004mm², Wy=6.667E+004mm³, Wz=3.333E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008)

fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

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

σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.094/6.667E+004= 1.41 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/3.333E+006= 0.00 N/mm²

σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.096+0.000= 0.10 < 1 (EC5 Eq.6.11)

Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.067+0.000= 0.07 < 1 (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Flessione e compressione assiale combinate, Fc0d=-0.408kN, Myd=0.094kNm, Mzd=0.000kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=1000mm, h=20mm, A=2.000E+004mm², Wy=6.667E+004mm³, Wz=3.333E+006mm³

Coefficiente di correzione Kmod=1.00 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008)

fc0k=20.00 N/mm², fc0d=Kmod·fc0k/γM=1.00x20.00/1.50=13.33N/mm²fmyk=22.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²fmzk=22.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=1.00x22.00/1.50=14.67N/mm²

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

σc0d=Fc0d/Anetto=1000x0.408/20000= 0.02 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.094/6.667E+004= 1.41 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/3.333E+006= 0.00 N/mm²(σc0d/fc0d)²+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.000+0.096+0.000= 0.10 < 1 (EC5 Eq.6.19)(σc0d/fc0d)²+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.000+0.067+0.000= 0.07 < 1 (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

Assito, combinazione di carico No 4**Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d}=-0.408\text{kN}$, $M_{yd}=0.094\text{kNm}$, $M_{zd}=0.000\text{kNm}$ (EC5 §6.3.2)**Sezione rettangolare, $b=1000\text{mm}$, $h=20\text{mm}$, $A=2.000\text{E}+004\text{mm}^2$, $W_y=6.667\text{E}+004\text{mm}^3$, $W_z=3.333\text{E}+006\text{mm}^3$ Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$, coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, $E_{005}=6700\text{N/mm}^2$ $f_{c0k}=20.00\text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 20.00 / 1.50 = 13.33\text{N/mm}^2$ $f_{myk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67\text{N/mm}^2$ $f_{mk}=22.00\text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67\text{N/mm}^2$ Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2)) $\sigma_{c0d}=F_{c0d}/A_{netto}=1000 \times 0.408 / 20000 = 0.02\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd}=M_{yd}/W_{my,netto}=1\text{E}+06 \times 0.094 / 6.667\text{E}+004 = 1.41\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd}=M_{zd}/W_{mz,netto}=1\text{E}+06 \times 0.000 / 3.333\text{E}+006 = 0.00\text{ N/mm}^2$ Lunghezza libera di inflessione S_k $S_{ky}=1.00 \times 0.300 = 0.300\text{ m} = 300\text{ mm}$ $S_{kz}=0.00 \times 0.300 = 0.000\text{ m} = 0\text{ mm}$ Snellezza $i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 20 = 6\text{ mm}$, $\lambda_y = 300 / 6 = 50.00$ $i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 1000 = 289\text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 289 = 0.00$ Tensioni critiche $\sigma_{c,crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 26.45\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,crity}} = 0.87$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c,critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 2000.00\text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel,z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c,critz}} = 0.00$ (EC5 Eq.6.22) $\beta_c=0.20$ (legno massiccio) $k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2] = 0.94$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}) = 0.782$ (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) $\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.096 + 0.000 = 0.10 < 1$ (EC5 Eq.6.23) $\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.002 + 0.067 + 0.000 = 0.07 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

1.6. Progettazione dei travetti

Sistema strutturale dei travetti

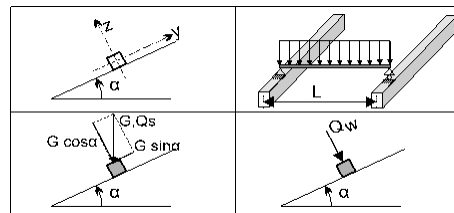
I travetti sono progettati come travi semplicemente appoggiate con luce $L=3.500\text{m}$ che è la distanza tra le capriate. Essi sono sottoposti ad un carico di superficie di larghezza $L_1=0.300\text{m}$ (interasse tra i travetti). L'asse dei travetti ha un'inclinazione $\alpha=16.70^\circ$ sulla verticale. I carichi verticali (peso proprio, neve, peso del carpentiere) sono scomposti in due componenti nelle direzioni z-z $P \cdot \cos\alpha$, e y-y $P \cdot \sin\alpha$, la pressione del vento agisce nella direzione z-z.

Dimensioni dei travetti

Specie legnosa dei travetti: C22, Classe 1, umidità $\leq 12\%$, sezione dei travetti $B \times H$: $75 \times 115\text{mm}$
Interasse dei travetti 0.300m , inclinazione della falda $\alpha=16.70^\circ$, interasse delle capriate 3.500m .

Carico uniformemente distribuito sui travetti kN/m^2

Manto di copertura $G_e = 0.500 \text{ kN/m}^2$
Assito+peso proprio $G_l = 0.100 \text{ kN/m}^2$
Carico neve $Q_s = 1.200 \text{ kN/m}^2$
Carico da vento $Q_w = -0.302 \text{ kN/m}^2$
Peso del carpentiere $Q_p = 1.200 \text{ kN}$



Carico lineare sui travetti (kN/m) in z-z e y-y

Manto di copertura+peso proprio $G_k = 0.180 \text{ kN/m}$, $G_{kz} = 0.172 \text{ kN/m}$, $G_{kez} = 0.052 \text{ kN/m}$
Carico neve $Q_{ks} = 0.360 \text{ kN/m}$, $Q_{ksz} = 0.345 \text{ kN/m}$, $Q_{ksy} = 0.103 \text{ kN/m}$
Carico da vento $Q_{kw} = -0.090 \text{ kN/m}$, $Q_{kwz} = -0.090 \text{ kN/m}$, $Q_{kwy} = 0.000 \text{ kN/m}$
Peso del carpentiere $Q_{kp} = 1.200 \text{ kN}$, $Q_{kpz} = 1.149 \text{ kN}$, $Q_{kpy} = 0.345 \text{ kN}$

Sforzi interni nei travetti (luce $L=3.500 \text{ m}$, $B \times H$: $75 \times 115 \text{ mm}$)

Carico	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	$Q_z [\text{kN}]$	$Q_y [\text{kN}]$	$M_y [\text{kNm}]$	$M_z [\text{kNm}]$	
(Gk) Permanente	$G_k = 0.180 [\text{kN/m}]$	Permanente	1.30	0.00	1.00	0.302	0.091	0.264	0.000
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 0.360 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.70	0.603	0.181	0.528	0.000
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.090 [\text{kN/m}]$	Breve	0.00	1.50	0.60	-0.158	0.000	-0.139	0.000
(Qk3) Carpentiere	$Q_{kp} = 1.200 [\text{kN}]$	Istantaneo	0.00	1.00	0.00	0.575	0.172	1.006	0.000

1.6.1. Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)

Deformazione a flessione (EC5 §7.2)

Carico	$[\text{kN/m}]$	$u [\text{mm}]$	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	K_{def}
(Gk) Permanente	$G_k = 0.172 [\text{kN/m}]$	3.544	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	$Q_{ks} = 0.345 [\text{kN/m}]$	7.088	Breve	0.70	0.50	0.20	0.60
(Qk2) Vento	$Q_{kw} = -0.090 [\text{kN/m}]$	-1.860	Breve	0.60	0.20	0.00	0.60

Combinazione di carico	w_{inst}	$w_{fin} [\text{mm}]$
1 Gk	3.544	5.670
2 Gk + Qk1	10.632	13.609
3 Gk + Qk2	3.544	5.670
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	10.632	13.609
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	8.506	11.483

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

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 10.632 \text{ mm}$, $w_{fin} = 13.609 \text{ mm}$

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

$w_{inst} = 10.632 \text{ mm} < L/300 = 3500/300 = 11.667 \text{ mm}$

$w_{net,fin} = 13.609 \text{ mm} < L/250 = 3500/250 = 14.000 \text{ mm}$

$w_{fin} = 13.609 \text{ mm} < L/150 = 3500/150 = 23.333 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

1.6.2. Verifica dei travetti, Stato limite ultimo di progetto (UNI EN1995-1-1:2009, §6)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di durata	kmod	Qz/Kmod	Qy/Kmod	My/Kmod	Mz/Kmod
1	yg.Gk	Permanente	0.60	0.654	0.196	0.572	0.000
2	yg.Gk + yq.Qk1	Breve	0.90	1.442	0.432	1.261	0.000
3	yg.Gk + yq.Qk2	Breve	0.90	0.436	0.131	0.381	0.000
4	yg.Gk + yq.Qk3	Istantaneo	1.00	0.967	0.290	1.349	0.000
5	yg.Gk + yq.Qk1 + yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	1.442	0.432	1.261	0.000
6	yg.Gk + yq.Qk2 + yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	1.140	0.342	0.997	0.000
	Valori massimi			1.442	0.432	1.349	0.000

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=1.297 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, $b_{ef}=0.67 \times 75=50 \text{ mm}$, $h=115 \text{ mm}$, $A=5750 \text{ mm}^2$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)

$f_{vk}=3.80 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 3.80 / 1.50 = 2.28 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)

$F_v=1.297 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 1.297 / 5750 = 0.34 \text{ N/mm}^2 < 2.28 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 5**Taglio, Fv=0.389 kN** (EC5 §6.1.7)

Sezione rettangolare, $b_{ef}=0.67 \times 115=77 \text{ mm}$, $h=75 \text{ mm}$, $A=5775 \text{ mm}^2$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=0.90$ (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)

$f_{vk}=3.80 \text{ N/mm}^2$, $f_{vd}=K_{mod} \cdot f_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 3.80 / 1.50 = 2.28 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.2.14)

$F_v=0.389 \text{ kN}$, $\tau_{v0d}=1.50 F_{v0d} / A_{netto} = 1000 \times 0.389 / 5775 = 0.10 \text{ N/mm}^2 < 2.28 \text{ N/mm}^2 = f_{v0d}$ (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Flessione, Myd=1.349 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=115 \text{ mm}$, $A=8.625 \times 10^3 \text{ mm}^2$, $W_y=1.653 \times 10^5 \text{ mm}^3$, $W_z=1.078 \times 10^5 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)

$f_{mk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

$f_{mk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

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

$\sigma_{myd}=M_{yd} / W_{my,netto} = 1 \times 10^6 \times 1.349 / 1.653 \times 10^5 = 8.16 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd}=M_{zd} / W_{mz,netto} = 1 \times 10^6 \times 0.000 / 1.078 \times 10^5 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.556 + 0.000 = 0.56 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.389 + 0.000 = 0.39 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Travetto, combinazione di carico No 4**Stabilità laterale, Myd=1.349 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, $b=75 \text{ mm}$, $h=115 \text{ mm}$, $A=8.625 \times 10^3 \text{ mm}^2$, $W_y=1.653 \times 10^5 \text{ mm}^3$, $W_z=1.078 \times 10^5 \text{ mm}^3$

Coefficiente di correzione $K_{mod}=1.00$ (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)

$f_{c0k}=20.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 1.00 \times 20.00 / 1.50 = 13.33 \text{ N/mm}^2$

$f_{mk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

$f_{mk}=22.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{mzd}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 1.00 \times 22.00 / 1.50 = 14.67 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 1.349 / 1.653E+005 = 8.16 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.078E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 3.500 = 3.500 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$

$S_{kz} = 0.00 \times 3.500 = 0.000 \text{ m} = 0 \text{ mm}$

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 115 = 33 \text{ mm}$, $\lambda_y = 3500 / 33 = 106.06$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 75 = 22 \text{ mm}$, $\lambda_z = 0 / 22 = 0.00$

$\sigma_{m, crit} = 0.78 \cdot b^2 \cdot E_{005} / (h \cdot I_{ef}) = 0.78 \times 75^2 \times 6700 / (115 \times 3150) = 81.15 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.32)

Tensioni critiche

$\sigma_{m, crity} = 81.15 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{f_{myk} / \sigma_{m, crity}} = 0.52$ (EC5 Eq.6.30)

$\sigma_{m, critz} = 200.00 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{f_{mzk} / \sigma_{m, critz}} = 0.00$ (EC5 Eq.6.30)

$\lambda_{rel, my} = 0.52$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{crity} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\lambda_{rel, mz} = 0.00$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34)

$\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_m \cdot \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.556 + 0.000 = 0.56 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

$K_m \cdot \sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.389 + 0.000 = 0.39 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

1.7. Progettazione della capriata

Caratteristiche geometriche della capriata

Lunghezza $L=4.000$ m, altezza $H=1.200$ m, interasse capriate $d=3.500$ m
 Inclinazione $=30.00\%$, angolo $\alpha=16.70^\circ$, $\tan\alpha=0.300$, $\sin\alpha=0.287$, $\cos\alpha=0.958$
 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]	I _y [mm ⁴]	W _y [mm ³]
1	0.000	0.000	01	1	1	4	58x200	2.088	1.160E+004	3.867E+007	3.867E+005
2	4.000	1.200		2	4	2	58x200	2.088	1.160E+004	3.867E+007	3.867E+005
3	4.000	0.000	11	3	1	3	58x150	4.000	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
4	2.000	0.600		4	3	2	58x150	1.200	8.700E+003	1.631E+007	2.175E+005
				5	4	3	58x200	2.088	1.160E+004	3.867E+007	3.867E+005

Carico lineare per capriata

Massa volumica del legname $=550.00$ kg/m³, peso proprio della capriata $=0.636$ kN
 Interasse delle capriate $d=3.50$ m, peso delle unioni delle capriate $=0.064$ kN

Carico lineare permanente (kN/m) sulle capriate

Manto di copertura +peso proprio $Gk1= 2.275$ kN/m
 Controsoffitto del tetto $Gk2= 0.350$ kN/m

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

Sovraccario $Qki= 0.50 \times 3.500 = 1.750$ kN/m
 Carico neve $Qk1= 4.200$ kN/m
 Carico da vento $Qk2=-1.056$ 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 $qv=0.006 \times (G+0.20 \times Qk1)$

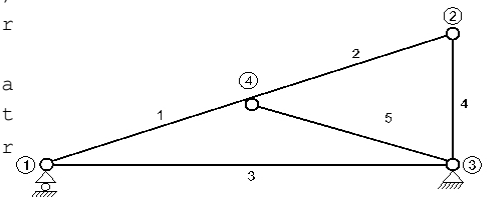
Combinazioni di carico di progetto

($\gamma_g=1.30$, $\gamma_q=1.50$, 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	$Gk + \psi_2.Qk1 + Ae_x$	Accidentale
9	$Gk + \psi_2.Qk1 + Ae_y$	Accidentale

1.8. Analisi statica della capriata

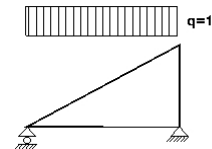
Progettazione di unioni con rigidezza ridotta (fattore 0.20)
 La capriata è progettata come struttura reticolare con una r di rigidezza delle unioni secondo il fattore sopraindicato.
 e la catena sono considerati come aste continue. La capriata viene calcolata dapprima per varie condizioni di carico 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



1.8.1. 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	-4.42	0.76	0.01	-3.84	-1.15	-0.39
2	4	2	-0.35	1.15	-0.39	0.23	-0.76	0.01
3	1	3	4.01	0.00	0.00	4.01	0.00	0.00
4	3	2	-0.80	0.00	0.00	-0.80	0.00	0.00
5	4	3	-4.19	0.00	0.00	-4.19	0.00	0.00



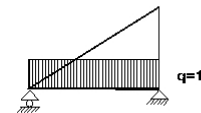
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m puntone sinistro verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	4.01	2.00	0.01	-4.01	0.00	0.39
2	4	2	0.00	1.20	-0.39	0.00	0.80	-0.01
3	1	3	-4.01	0.00	0.00	4.01	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.80	0.00	0.00	-0.80	0.00
5	4	3	4.01	-1.20	0.00	-4.01	1.20	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	-0.18	-0.05	0.03	-0.18	-0.05	-0.08
2	4	2	-0.02	0.04	-0.08	-0.02	0.04	0.00
3	1	3	0.19	2.00	0.05	0.19	-2.00	0.04
4	3	2	0.04	0.01	-0.02	0.04	0.01	0.00
5	4	3	-0.18	0.01	0.00	-0.18	0.01	0.02



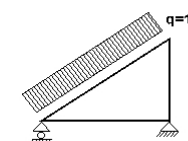
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m catena verso il basso)

elem.	nodo-1	nodo-2	F1x [kN]	F1y [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	0.19	0.00	0.03	-0.19	0.00	0.08
2	4	2	0.01	0.04	-0.08	-0.01	-0.04	0.00
3	1	3	-0.19	2.00	0.05	0.19	-2.00	-0.04
4	3	2	-0.01	-0.04	-0.02	0.01	0.04	0.00
5	4	3	0.18	-0.04	0.00	-0.18	0.04	-0.02

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

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

elem.	nodo-1	nodo-2	N1 [kN]	V1 [kN]	M1 [kNm]	N2 [kN]	V2 [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-3.61	0.82	0.02	-3.61	-1.27	-0.46
2	4	2	0.24	1.27	-0.46	0.24	-0.82	0.01
3	1	3	3.23	0.00	0.00	3.23	0.00	0.00
4	3	2	-0.85	0.00	0.00	-0.85	0.00	0.00
5	4	3	-4.62	0.00	0.00	-4.62	0.00	0.00



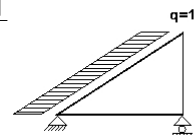
Sforzi alle estremità dell'elemento per carichi unitari (1 kN/m pressione nel puntone sinistro)

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	3.23	1.82	0.02	-3.83	0.18	0.46
2	4	2	-0.60	1.15	-0.46	0.00	0.85	-0.01
3	1	3	-3.23	0.00	0.00	3.23	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.85	0.00	0.00	-0.85	0.00
5	4	3	4.42	-1.33	0.00	-4.42	1.33	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	2.81	0.19	0.00	0.81	-0.41	-0.23
2	4	2	2.06	0.41	-0.23	0.06	-0.19	0.00
3	1	3	-2.74	0.00	0.00	-2.74	0.00	0.00
4	3	2	-0.20	0.00	0.00	-0.20	0.00	0.00
5	4	3	-1.50	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00

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

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx[kN]	Fly[kN]	M1[kNm]	F2x[kN]	F2y[kN]	M2[kNm]
1	1	4	-2.74	-0.63	0.00	0.65	0.63	0.23
2	4	2	-2.09	-0.20	-0.23	0.00	0.20	0.00
3	1	3	2.74	0.00	0.00	-2.74	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.20	0.00	0.00	-0.20	0.00
5	4	3	1.43	-0.43	0.00	-1.43	0.43	0.00

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

1.8.2. Forze interne**Forze interne, Carico, : (Gk) Proprio Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350 [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	-10.56	1.79	0.05	-9.20	-2.76	-0.96	-10.02	0.00	0.78
2	4	2	-0.84	2.75	-0.96	0.53	-1.80	0.03	-0.01	0.00	0.77
3	1	3	9.60	0.70	0.02	9.60	-0.70	0.01	9.60	0.00	0.72
4	3	2	-1.88	0.01	-0.01	-1.88	0.01	0.01	-1.88	0.01	0.00
5	4	3	-10.01	0.00	0.00	-10.01	0.00	0.01	-10.01	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk1) Neve Qks = 4.200 [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	-18.56	3.20	0.06	-16.15	-4.84	-1.65	-17.61	0.03	1.39
2	4	2	-1.46	4.84	-1.65	0.95	-3.21	0.05	-0.01	-0.02	1.39
3	1	3	16.86	0.00	0.01	16.86	0.00	0.00	16.86	0.00	0.00
4	3	2	-3.34	0.01	0.00	-3.34	0.01	0.01	-3.34	0.01	0.01
5	4	3	-17.59	0.00	0.00	-17.59	0.00	0.00	-17.59	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qk2) Vento Qkw = -1.056 [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	3.81	-0.86	-0.02	3.81	1.34	0.48	3.81	0.01	-0.37
2	4	2	-0.26	-1.34	0.48	-0.26	0.86	-0.01	-0.26	-0.01	-0.37
3	1	3	-3.40	0.00	0.00	-3.40	0.00	0.00	-3.40	0.00	0.00
4	3	2	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
5	4	3	4.87	0.00	0.00	4.87	0.00	0.00	4.87	0.00	0.00

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

Forze interne, Carico, : (Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.750 [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	-7.73	1.33	0.03	-6.73	-2.02	-0.69	-7.34	0.01	0.58
2	4	2	-0.61	2.02	-0.69	0.40	-1.34	0.02	0.00	-0.01	0.58
3	1	3	7.02	0.00	0.00	7.02	0.00	0.00	7.02	0.00	0.00
4	3	2	-1.39	0.01	0.00	-1.39	0.01	0.01	-1.39	0.01	0.00
5	4	3	-7.33	0.00	0.00	-7.33	0.00	0.00	-7.33	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	0.48	0.03	0.00	0.14	-0.07	-0.04	0.34	-0.01	0.01
2	4	2	0.35	0.07	-0.04	0.01	-0.03	0.00	0.14	0.01	0.01
3	1	3	-0.47	0.00	0.00	-0.47	0.00	0.00	-0.47	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	-0.26	0.00	0.00	-0.26	0.00	0.00	-0.26	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	-0.09	0.02	0.00	-0.08	-0.02	-0.01	-0.09	0.00	0.01
2	4	2	-0.01	0.02	-0.01	0.00	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.01
3	1	3	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00	0.08	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	-0.09	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.00

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

1.8.3. Sforzi all'estremità dell'elemento**Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Gk) Proprio $G_{k1} = 2.275$, $G_{k2} = 0.350$ [kN/m]**

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	9.60	4.75	0.05	-9.60	0.00	0.96
2	4	2	0.01	2.87	-0.96	-0.01	1.88	-0.03
3	1	3	-9.60	0.70	0.02	9.60	0.70	-0.01
4	3	2	-0.01	1.88	-0.01	0.01	-1.88	-0.01
5	4	3	9.59	-2.87	0.00	-9.59	2.87	-0.01

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk1) Neve $Q_{ks} = 4.200$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	16.86	8.40	0.06	-16.86	0.00	1.65
2	4	2	0.01	5.06	-1.65	-0.01	3.34	-0.05
3	1	3	-16.86	0.00	0.01	16.86	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	3.34	0.00	0.01	-3.34	-0.01
5	4	3	16.85	-5.05	0.00	-16.85	5.05	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qk2) Vento $Q_{kw} = -1.056$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	-3.40	-1.92	-0.02	4.04	-0.19	-0.48
2	4	2	0.63	-1.21	0.48	0.00	-0.90	0.01
3	1	3	3.40	0.00	0.00	-3.40	0.00	0.00
4	3	2	0.00	-0.90	0.00	0.00	0.90	0.00
5	4	3	-4.67	1.40	0.00	4.67	-1.40	0.00

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

Sforzi all'estremità dell'elemento, Carico: (Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.750$ [kN/m]

elem.	nodo-1	nodo-2	Flx [kN]	Fly [kN]	M1 [kNm]	F2x [kN]	F2y [kN]	M2 [kNm]
1	1	4	7.02	3.50	0.03	-7.02	0.00	0.69
2	4	2	0.01	2.11	-0.69	-0.01	1.39	-0.02
3	1	3	-7.02	0.00	0.00	7.02	0.00	0.00
4	3	2	-0.01	1.39	0.00	0.01	-1.39	-0.01
5	4	3	7.02	-2.11	0.00	-7.02	2.11	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	-0.47	-0.11	0.00	0.11	0.11	0.04
2	4	2	-0.36	-0.03	-0.04	0.00	0.03	0.00
3	1	3	0.47	0.00	0.00	-0.47	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.03	0.00	0.00	-0.03	0.00
5	4	3	0.24	-0.07	0.00	-0.24	0.07	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	0.08	0.04	0.00	-0.08	0.00	0.01
2	4	2	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.02	0.00
3	1	3	-0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
4	3	2	0.00	0.02	0.00	0.00	-0.02	0.00
5	4	3	0.08	-0.02	0.00	-0.08	0.02	0.00

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

1.8.4. spostamenti verticali dei nodi (in mm)

nodo	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.02	-0.04	0.01	-0.02
3	0.00	0.00	0.00	0.00
4	-1.06	-1.87	0.42	-0.78

1.8.5. Reazioni agli appoggi (kN)

nodo	reaz.	Gk	Qk1	Qk2	Qki
1	Fx	0.00	0.00	0.00	0.00
1	Fy	5.45	8.40	-1.92	3.50
3	Fx	0.00	0.00	1.27	0.00
3	Fy	5.45	8.40	-2.30	3.50

1.9. Reazioni agli appoggi combinazione di carichi (kN)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio $G_{k1} = 2.275$, $G_{k2} = 0.350$	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve $Q_{ks} = 4.200$	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento $Q_{kw} = -1.056$	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) $Q_i = 1.750$	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				

1.9.1. Reazioni nel nodo : 3 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	7.085	0.000	11.809	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	0.000	19.685	0.000	21.873	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.900	3.634	2.111	4.037	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.335	0.000	13.706	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	1.140	17.614	1.267	19.571	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	1.900	12.454	2.111	13.837	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	1.140	19.084	1.267	21.205	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.648	7.237	0.720	8.041	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.176	0.000	7.973	
	Valori massimi				1.900	19.685	2.111	21.873
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	1.900	1.453	2.111	1.615	

1.9.2. Reazioni nel nodo : 1 (kN)

L.C.	Combinazione di carichi	classe di	durata	kmod	Fx	Fy	Fx/Kmod	Fy/Kmod
1	$\gamma_g.G_k$	Permanente	0.60	0.000	7.085	0.000	11.809	
2	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1}$	Breve	0.90	-0.001	19.685	-0.001	21.872	
3	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2}$	Breve	0.90	0.000	4.203	0.000	4.670	
4	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki}$	Breve	0.90	0.000	12.335	-0.001	13.706	
5	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k2}$	Breve	0.90	-0.001	17.956	-0.001	19.951	
6	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1}$	Breve	0.90	-0.001	13.023	-0.001	14.470	
7	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{ki} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k1} + \gamma_q.\psi_0.Q_{k4}$	Breve	0.90	-0.001	19.426	-0.001	21.584	
8	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	0.000	7.237	0.000	8.041	
9	$G_k + 0.2xQ_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	0.000	7.176	0.000	7.973	
	Valori massimi				0.001	19.685	0.001	21.872
10	$\gamma_g.G_k + \gamma_q.Q_{k2} = 0.9G_k + 1.5Q_{k2}$, (EQU)	Breve	0.90	0.000	2.023	0.000	2.248	

1.10. Stato limite di servizio**1.10.1. Stato limite di servizio** (UNI EN1995-1-1:2009, §2.2.3, §7)**Deformazione a flessione nel nodo 4** (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef		
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350	-1.064	Permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	
(Qk1) Neve	Qks = 4.200	-1.868	Breve		0.70	0.50	0.20	0.00	
(Qk2) Vento	Qkw = -1.056	0.417	Breve		0.60	0.20	0.00	0.00	

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	1.064	1.702
2 Gk + Qk1	2.932	3.795
3 Gk + Qk2	1.064	1.702
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	2.932	3.795
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	2.372	3.234

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

Massimi valori della freccia nel nodo 4

w.inst = 2.932 mm, w.fin = 3.795 mm

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

w.inst = 2.932 mm < $L/300 = 4000/300 = 13.333$ mm

w.net,fin = 3.795 mm < $L/250 = 4000/250 = 16.000$ mm

w.fin = 3.795 mm < $L/150 = 4000/150 = 26.667$ mm

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350		0.446	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 4.200		0.824	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -1.056		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	0.446	0.714
2 Gk + Qk1	1.271	1.637
3 Gk + Qk2	0.446	0.714
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	1.271	1.637
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	1.023	1.390

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

Massimi valori della freccia a metà asta 2

$w_{inst} = 1.271$ mm, $w_{fin} = 1.637$ mm

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2009 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali a metà asta 2

$w_{inst} = 1.271$ mm < $L/300 = 2088/300 = 6.960$ mm

$w_{net,fin} = 1.637$ mm < $L/250 = 2088/250 = 8.352$ mm

$w_{fin} = 1.637$ mm < $L/150 = 2088/150 = 13.920$ mm

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]		u[mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef	
(Gk) Proprio	Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350		5.502	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qk1) Neve	Qks = 4.200		0.000	Breve	0.70	0.50	0.20	0.00
(Qk2) Vento	Qkw = -1.056		0.000	Breve	0.60	0.20	0.00	0.00

Combinazione di carico	w.inst	w.fin [mm]
1 Gk	5.502	8.802
2 Gk + Qk1	5.502	8.802
3 Gk + Qk2	5.502	8.802
4 Gk + Qk1 + $\psi_0 \cdot Qk2$	5.502	8.802
5 Gk + Qk2 + $\psi_0 \cdot Qk1$	5.502	8.802

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

Massimi valori della freccia a metà asta 3

w.inst = 5.502 mm, w.fin = 8.802 mm

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

w.inst = 5.502 mm < $L/300 = 4000/300 = 13.333$ mm

w.net,fin = 8.802 mm < $L/250 = 4000/250 = 16.000$ mm

w.fin = 8.802 mm < $L/150 = 4000/150 = 26.667$ mm

La verifica è soddisfatta

1.11. 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	17.33177	0.05770
2	21.92333	0.04561
3	31.42163	0.03183
4	43.59184	0.02294

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.200	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -1.056	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.750	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	-22.881	1.144	5.975	2.084
2	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-46.190	2.345	12.054	4.143
3	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-15.254	0.763	3.983	1.389
4	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{ki}$	Breve	0.90	-28.144	1.422	7.346	2.537
5	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k1} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k2}$	Breve	0.90	-46.190	2.345	12.054	4.143
6	$\gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{k2} + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k1}$	Breve	0.90	-36.909	1.870	9.633	3.317
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	-49.799	2.530	12.996	4.464
8	$G_k + 0.2 \cdot Q_{k1} + A_{edX}$	Accidental	1.00	-9.196	0.485	2.531	0.888
9	$G_k + 0.2 \cdot Q_{k1} + A_{edY}$	Accidental	1.00	-9.576	0.482	2.500	0.867
	Valori massimi			-49.799	2.530	12.996	4.464

1.11.2. Verifica della sezione Puntone, elementi: 1, 2**Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=2.277 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A= 11 600 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=2.277 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 2.277 / 11600 = 0.20$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-44.819 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A= 11 600 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=-44.819 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 44.819 / 11600 = 3.86$ 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=11.696 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x58=39 mm, h=200 mm, A= 7 800 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=11.696 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 11.696 / 7800 = 2.25$ 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=4.018 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+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))
 $\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.018 / 3.867E+005 = 10.39 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.433 + 0.000 = 0.43 < 1$ (EC5 Eq.6.11)

$K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.303 + 0.000 = 0.30 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

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

Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -44.819 \text{ kN}$, $M_{yd} = 4.016 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (§6.2.4)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=200 \text{ mm}$, $A=1.160E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.867E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.121E+005 \text{ mm}^3$

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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 44.819 / 11600 = 3.86 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.016 / 3.867E+005 = 10.39 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + \sigma_{myd}/f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.061 + 0.433 + 0.000 = 0.49 < 1$ (EC5 Eq.6.19)

$(\sigma_{c0d}/f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd}/f_{myd} + \sigma_{mzd}/f_{mzd} = 0.061 + 0.303 + 0.000 = 0.36 < 1$ (EC5 Eq.6.20)

La verifica è soddisfatta

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

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -44.819 \text{ kN}$, $M_{yd} = 4.016 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=200 \text{ mm}$, $A=1.160E+004 \text{ mm}^2$, $W_y=3.867E+005 \text{ mm}^3$, $W_z=1.121E+005 \text{ mm}^3$

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))

$\sigma_{c0d} = F_{c0d}/A_{netto} = 1000 \times 44.819 / 11600 = 3.86 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.016 / 3.867E+005 = 10.39 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$S_{ky} = 1.00 \times 2.088 = 2.088 \text{ m} = 2088 \text{ mm}$ (più sfavorevole)

$S_{kz} = 0.14 \times 2.088 = 0.300 \text{ m} = 300 \text{ mm}$ (lunghezza efficace/lunghezza totale = $0.30/2.09 = 0.14$)

Snellezza

$i_y = \sqrt{I_y/A} = 0.289 \times 200 = 58 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2088 / 58 = 36.00$

$i_z = \sqrt{I_z/A} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 17 = 17.65$

Tensioni critiche

$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 83.01 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, crity}} = 0.56$ (EC5 Eq.6.21)

$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 345.33 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, critz}} = 0.27$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.68$, $K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2}) = 0.932$ (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)

$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.266 + 0.433 + 0.000 = 0.70 < 1$ (EC5 Eq.6.23)

$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.248 + 0.303 + 0.000 = 0.55 < 1$ (EC5 Eq.6.24)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Stabilità laterale, Myd=4.018 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.3.3)

Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+005mm³
 Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008
 $f_{c0k}=26.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0d}=K_{mod} \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

Sezione rettangolare Km=0.70 (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.018 / 3.867E+005 = 10.39 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.088=2.088 m= 2088 mm (più sfavorevole)

Skz= 0.14x2.088=0.300 m= 300 mm (lunghezza efficace/lunghezza totale=0.30/2.09=0.14)

Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 200 = 58 \text{ mm}$, $\lambda_y = 2088 / 58 = 36.00$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}$, $\lambda_z = 300 / 17 = 17.65$ $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 69.27 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31) $\sigma_{m, crit} = M_{ycrit} / W_y = n \sqrt{(E_{005} \cdot I_z \cdot G_{005} \cdot I_{tor}) / (L_{ef} \cdot W_y)} = 5159.94 \text{ N/mm}^2$ (EC5 Eq.6.31)Tensioni critiche $\sigma_{m, crity} = 69.27 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, my} = \sqrt{(f_{myk} / \sigma_{m, crity})} = 0.76$ (EC5 Eq.6.30) $\sigma_{m, critz} = 5159.94 \text{ N/mm}^2$, $\lambda_{rel, mz} = \sqrt{(f_{mk} / \sigma_{m, critz})} = 0.09$ (EC5 Eq.6.30) $\lambda_{rel, my} = 0.76$, ($0.75 < \lambda_{rel} \leq 1.40$, $K_{crit} = 1.56 - 0.75 \lambda_{relm}$), $K_{crity} = 0.99$ (EC5 Eq.6.34) $\lambda_{rel, mz} = 0.09$, ($\lambda_{rel} \leq 0.75$), $K_{critz} = 1.00$ (EC5 Eq.6.34) $\sigma_{myd} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + K_{m, \sigma_{mzd}} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.437 + 0.000 = 0.44 < 1$ (EC5 Eq.6.33) $K_{m, \sigma_{myd}} / (K_{crity} \cdot f_{myd}) + \sigma_{mzd} / (K_{critz} \cdot f_{mzd}) = 0.306 + 0.000 = 0.31 < 1$ (EC5 Eq.6.33)

La verifica è soddisfatta

Puntone, elementi: 1, 2, combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=2.277kN, Myd=4.016kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)

Sezione rettangolare, b=58mm, h=200mm, A=1.160E+004mm², Wy=3.867E+005mm³, Wz=1.121E+005mm³
 Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008
 $f_{t0k}=24.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{t0d}=K_{mod} \cdot f_{t0k} / \gamma_M = 0.90 \times 24.00 / 1.50 = 14.40 \text{ N/mm}^2$
 $f_{myk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{myd}=K_{mod} \cdot f_{myk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$
 $f_{mk}=40.00 \text{ N/mm}^2$, $f_{md}=K_{mod} \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00 \text{ N/mm}^2$

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

 $\sigma_{t0d} = F_{t0d} / A_{netto} = 1000 \times 2.277 / 11600 = 0.20 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1E+06 \times 4.016 / 3.867E+005 = 10.39 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 1.121E+005 = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_{m, \sigma_{mzd}} / f_{mzd} = 0.014 + 0.433 + 0.000 = 0.45 < 1$ (EC5 Eq.6.17) $\sigma_{t0d} / f_{t0d} + K_{m, \sigma_{myd}} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.014 + 0.303 + 0.000 = 0.32 < 1$ (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

1.11.3. 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 = 2.275, Gk2 = 0.350	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.200	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -1.056	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.750	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	20.800	1.519	1.554
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	41.964	1.015	1.041
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	13.867	1.013	1.036
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	0.000	25.574	1.014	1.038
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	0.000	41.964	1.015	1.041
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	0.000	33.535	1.015	1.040
7	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk4$	Breve	0.90	0.000	45.242	1.016	1.042
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	0.000	8.336	0.468	0.479
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	0.000	8.703	0.471	0.482
	Valori massimi				0.000	45.242	1.519 1.554

1.11.4. Verifica della sezione Catena, elementi: 3**Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 7****Trazione parallela alla fibratura, Ft0d=40.717 kN** (EC5 §6.1.2)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=150 mm, A= 8 700 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=40.717 kN, $\sigma_{t0d} = Ft0d / A_{netto} = 1000 \times 40.717 / 8700 = 4.68$ N/mm² < 14.40 N/mm² = ft0d (Eq.6.1)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 1**Taglio, Fv=0.911 kN** (EC5 §6.1.7)Sezione rettangolare, bef=0.67x58=39 mm, h=150 mm, A= 5 850 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3)fvk=4.00 N/mm², fvd=Kmod·fvk/ $\gamma_M=0.60 \times 4.00 / 1.50 = 1.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14)Fv=0.911 kN, $\tau_{v0d} = 1.50 Fv0d / A_{netto} = 1000 \times 1.50 \times 0.911 / 5850 = 0.23$ N/mm² < 1.60 N/mm² = fv0d (Eq.6.13)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 1**Flessione, Myd=0.932 kNm, Mzd=0.000 kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008)fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/ $\gamma_M=0.60 \times 40.00 / 1.50 = 16.00$ N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/ $\gamma_M=0.60 \times 40.00 / 1.50 = 16.00$ N/mm²

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

 $\sigma_{myd} = Myd / W_{my, netto} = 1E+06 \times 0.932 / 2.175E+005 = 4.29$ N/mm² $\sigma_{mzd} = Mzd / W_{mz, netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.268 + 0.000 = 0.27 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.188 + 0.000 = 0.19 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 7**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=40.717kN, Myd=0.938kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.90x24.00/1.50=14.40N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.90x40.00/1.50=24.00N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.90x40.00/1.50=24.00N/mm²

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

σt0d=Ft0d/Anetto=1000x40.717/8700= 4.68 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.938/2.175E+005= 4.31 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.410E+004= 0.00 N/mm²

σt0d/ft0d+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.325+0.180+0.000= 0.50 < 1 (EC5 Eq.6.17)

σt0d/ft0d+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.325+0.126+0.000= 0.45 < 1 (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

Catena, elementi: 3 , combinazione di carico No 1**Flessione e trazione assiale combinate, Ft0d=12.480kN, Myd=0.932kNm, Mzd=0.000kNm** (EC5 §6.2.3)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², Wy=2.175E+005mm³, Wz=8.410E+004mm³

Coefficiente di correzione Kmod=0.60 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale γM=1.50 (DM2008

ft0k=24.00 N/mm², ft0d=Kmod·ft0k/γM=0.60x24.00/1.50=9.60N/mm²fmyk=40.00 N/mm², fmyd=Kmod·fmyk/γM=0.60x40.00/1.50=16.00N/mm²fmzk=40.00 N/mm², fmzd=Kmod·fmzk/γM=0.60x40.00/1.50=16.00N/mm²

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

σt0d=Ft0d/Anetto=1000x12.480/8700= 1.43 N/mm²σmyd=Myd/Wmy,netto=1E+06x0.932/2.175E+005= 4.29 N/mm²σmzd=Mzd/Wmz,netto=1E+06x0.000/8.410E+004= 0.00 N/mm²

σt0d/ft0d+σmyd/fmyd+Km.σmzd/fmzd=0.149+0.268+0.000= 0.42 < 1 (EC5 Eq.6.17)

σt0d/ft0d+Km.σmyd/fmyd+σmzd/fmzd=0.149+0.188+0.000= 0.34 < 1 (EC5 Eq.6.18)

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.200	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -1.056	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.750	Breve		0.00	1.50	0.00
(Aex) AeX Sismica qh=0.053x(G+0.20xQk1)	Accidental				
(Aey) AeY Sismica qv=0.006x(G+0.20xQk1)	Accidental				

L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	-N/Kmod	+N/Kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot Gk$	Permanente	0.60	-4.065	0.000	0.025	0.018
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-8.284	0.000	0.037	0.036
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-2.710	0.000	0.017	0.012
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-5.032	0.000	0.025	0.022
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-8.284	0.000	0.037	0.036
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-6.612	0.000	0.031	0.029
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	-8.934	0.000	0.039	0.039
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.719	0.000	0.009	0.008
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.707	0.000	0.009	0.007
	Valori massimi			-8.934	0.000	0.039	0.039

1.11.6. Verifica della sezione Elementi: 4**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, $F_{c0d} = -8.041$ kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=150 mm, A= 8 700 mm²Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (Tab.3.1), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (Tab. 2.3) $f_{c0k}=26.00$ N/mm², $f_{c0d}=Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² (EC5 Eq.2.14) $F_{c0d} = -8.041$ kN, $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.041 / 8700 = 0.92$ 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)**Elementi: 4 , combinazione di carico No 7****Flessione, $M_{yd} = 0.035$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (EC5 §6.1.6)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², $W_y = 2.175E+005$ mm³, $W_z = 8.410E+004$ mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{yk} = 40.00$ N/mm², $f_{myd} = Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk} = 40.00$ N/mm², $f_{mzd} = Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

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

 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my,netto} = 1E+06 \times 0.035 / 2.175E+005 = 0.16$ N/mm² $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz,netto} = 1E+06 \times 0.000 / 8.410E+004 = 0.00$ N/mm² $\sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1$ (EC5 Eq.6.11) $K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.005 + 0.000 = 0.00 < 1$ (EC5 Eq.6.12)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 4 , combinazione di carico No 7**Flessione e compressione assiale combinate, $F_{c0d} = -8.041$ kN, $M_{yd} = 0.035$ kNm, $M_{zd} = 0.000$ kNm** (§6.2.4)Sezione rettangolare, b=58mm, h=150mm, A=8.700E+003mm², $W_y = 2.175E+005$ mm³, $W_z = 8.410E+004$ mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 (DM2008 T.4.4.IV), coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$ (DM2008 $f_{c0k} = 26.00$ N/mm², $f_{c0d} = Kmod \cdot f_{c0k} / \gamma_M = 0.90 \times 26.00 / 1.50 = 15.60$ N/mm² $f_{yk} = 40.00$ N/mm², $f_{myd} = Kmod \cdot f_{yk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm² $f_{mk} = 40.00$ N/mm², $f_{mzd} = Kmod \cdot f_{mk} / \gamma_M = 0.90 \times 40.00 / 1.50 = 24.00$ N/mm²

Sezione rettangolare $K_m=0.70$ (EC5 §6.1.6.(2))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.041 / 8700 = 0.92 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \times 10^6 \times 0.035 / 2.175 \times 10^5 = 0.16 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \times 10^6 \times 0.000 / 8.410 \times 10^4 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

$$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.004 + 0.007 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.19})$$

$$(\sigma_{c0d} / f_{c0d})^2 + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.004 + 0.005 + 0.000 = 0.01 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.20})$$

La verifica è soddisfatta

Elementi: 4 , combinazione di carico No 7

Stabilità a pressoflessione, $F_{c0d} = -8.041 \text{ kN}$, $M_{yd} = 0.035 \text{ kNm}$, $M_{zd} = 0.000 \text{ kNm}$ (EC5 §6.3.2)

Sezione rettangolare, $b=58 \text{ mm}$, $h=150 \text{ mm}$, $A=8.700 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$, $W_y=2.175 \times 10^{-5} \text{ mm}^3$, $W_z=8.410 \times 10^{-4} \text{ mm}^3$
 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))
 $\sigma_{c0d} = F_{c0d} / A_{netto} = 1000 \times 8.041 / 8700 = 0.92 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{myd} = M_{yd} / W_{my, netto} = 1 \times 10^6 \times 0.035 / 2.175 \times 10^5 = 0.16 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{mzd} = M_{zd} / W_{mz, netto} = 1 \times 10^6 \times 0.000 / 8.410 \times 10^4 = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Lunghezza libera di inflessione S_k

$$S_{ky} = 1.00 \times 1.200 = 1.200 \text{ m} = 1200 \text{ mm} \quad (\text{più sfavorevole})$$

$$S_{kz} = 1.00 \times 1.200 = 1.200 \text{ m} = 1200 \text{ mm} \quad (\text{più sfavorevole})$$

Snellezza

$$i_y = \sqrt{(I_y / A)} = 0.289 \times 150 = 43 \text{ mm}, \lambda_y = 1200 / 43 = 27.91$$

$$i_z = \sqrt{(I_z / A)} = 0.289 \times 58 = 17 \text{ mm}, \lambda_z = 1200 / 17 = 70.59$$

Tensioni critiche

$$\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 138.10 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel, y} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, crity})} = 0.43 \quad (\text{EC5 Eq.6.21})$$

$$\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 21.59 \text{ N/mm}^2, \lambda_{rel, z} = \sqrt{(f_{c0k} / \sigma_{c, critz})} = 1.10 \quad (\text{EC5 Eq.6.22})$$

$\beta_c = 0.20$ (legno lamellare)

$$k_y = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, y} - 0.3) + \lambda_{rel, y}^2] = 0.61, K_{cy} = 1 / (k_y + \sqrt{(k_y^2 - \lambda_{rel, y}^2)}) = 0.968 \quad (\text{Eq.6.27 6.25})$$

$$k_z = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel, z} - 0.3) + \lambda_{rel, z}^2] = 1.18, K_{cz} = 1 / (k_z + \sqrt{(k_z^2 - \lambda_{rel, z}^2)}) = 0.617 \quad (\text{Eq.6.28 6.26})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cy} \cdot f_{c0d}) + \sigma_{myd} / f_{myd} + K_m \cdot \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.061 + 0.007 + 0.000 = 0.07 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.23})$$

$$\sigma_{c0d} / (K_{cz} \cdot f_{c0d}) + K_m \cdot \sigma_{myd} / f_{myd} + \sigma_{mzd} / f_{mzd} = 0.096 + 0.005 + 0.000 = 0.10 < 1 \quad (\text{EC5 Eq.6.24})$$

La verifica è soddisfatta

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

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0	
(Gk) Proprio Gk1 = 2.275, Gk2 = 0.350	Permanente		1.30	0.00	1.00
(Qk1) Neve Qks = 4.200	Breve		0.00	1.50	0.70
(Qk2) Vento Qkw = -1.056	Breve		0.00	1.50	0.60
(Qki) Sovraccario (H) Qi = 1.750	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	-21.688	0.000	0.007	0.016
2	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1$	Breve	0.90	-43.772	0.000	0.004	0.010
3	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2$	Breve	0.90	-14.459	0.000	0.005	0.011
4	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qki$	Breve	0.90	-26.672	0.000	0.005	0.011
5	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk1 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk2$	Breve	0.90	-43.772	0.000	0.004	0.010
6	$\gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot Qk2 + \gamma_q \cdot \psi_0 \cdot Qk1$	Breve	0.90	-34.978	0.000	0.004	0.010
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	-47.191	0.000	0.004	0.010
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-9.188	0.000	0.002	0.005
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-9.076	0.000	0.002	0.005
	Valori massimi			-47.191	0.000	0.007	0.016

1.11.8. Verifica della sezione Elementi: 5**Elementi: 5 , combinazione di carico No 7****Compressione parallela alla fibratura, Fc0d=-42.472 kN** (EC5 §6.1.4)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A= 11 600 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=-42.472 kN, $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 42.472 / 11600 = 3.66$ N/mm² < 15.60 N/mm² = fc0d (Eq.6.2)

La verifica è soddisfatta

Elementi: 5 , combinazione di carico No 7**Stabilità, Fc0d=-42.472 kN** (EC5 §6.3.2)Sezione rettangolare, b=58 mm, h=200 mm, A=1.160E+004 mm², Wy=3.867E+005 mm³, Wz=1.121E+005 mm³Coefficiente di correzione Kmod=0.90 , coefficiente del materiale $\gamma_M=1.50$, E005=10900 N/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))

 $\sigma_{c0d} = Fc0d / A_{netto} = 1000 \times 42.472 / 11600 = 3.66$ N/mm²

Lunghezza libera di inflessione Sk

Sky= 1.00x2.088=2.088 m= 2088 mm (più sfavorevole)

Skz= 1.00x2.088=2.088 m= 2088 mm (più sfavorevole)

Snellezza $i_y = \sqrt{I_y / A} = 0.289 \times 200 = 58$ mm, $\lambda_y = 2088 / 58 = 36.00$ $i_z = \sqrt{I_z / A} = 0.289 \times 58 = 17$ mm, $\lambda_z = 2088 / 17 = 122.83$ Tensioni critiche $\sigma_{c, crity} = \pi^2 E_{005} / \lambda_y^2 = 83.01$ N/mm², $\lambda_{rel, y} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, crity}} = 0.56$ (EC5 Eq.6.21) $\sigma_{c, critz} = \pi^2 E_{005} / \lambda_z^2 = 7.13$ N/mm², $\lambda_{rel, z} = \sqrt{f_{c0k} / \sigma_{c, critz}} = 1.91$ (EC5 Eq.6.22)

$\beta_c=0.20$ (legno lamellare)

$k_y=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,y}-0.3)+\lambda_{rel,y}^2]=0.68$, $K_{cy}=1/(k_y+\sqrt{k_y^2-\lambda_{rel,y}^2})=0.932$ (Eq. 6.27 6.25)

$k_z=0.5[1+\beta_c(\lambda_{rel,z}-0.3)+\lambda_{rel,z}^2]=2.48$, $K_{cz}=1/(k_z+\sqrt{k_z^2-\lambda_{rel,z}^2})=0.246$ (Eq. 6.28 6.26)

$\sigma_{c0d}/(K_{cy} \cdot f_{c0d})=0.25 < 1$ (EC5 Eq. 6.23)

$\sigma_{c0d}/(K_{cz} \cdot f_{c0d})=0.95 < 1$ (EC5 Eq. 6.24)

La verifica è soddisfatta

1.12. Progetto delle unioni

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

Chiodi del giunto e piastre del giunto

Chiodi selezionati 4.0/35 mm ($d=4.0\text{ mm}$, $L=35\text{ mm}$). Piastre del giunto, $t=2.0\text{ mm}$.

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 $d=58.0\text{ mm}$, spessore della piastra in acciaio $t=2.0\text{ mm}$

Proprietà dei chiodi (EC5 §8.3.1)

Chiodi lisci, a gambo tondo, con preforatura

Diametro del chiodo $d=4.0\text{ mm}$, lunghezza del chiodo $l=35\text{ mm}$.

Distanza tra i chiodi (EC5 Table 8.2)

come maggiormente sfavorevole viene scelta $a_1=14d=14 \times 4.0=56\text{ mm}$, $a_2=5d=20\text{ mm}$

Momento caratteristico di snervamento (EC5 §8.3.1.1)

$M_{yk}=0.30 f_{ud} d^2 = 0.30 \times 600 \times 4.0^2 = 6617\text{ Nmm}$ ($f_u=600\text{ N/mm}^2$) (EN1995-1-1 Eq.8.14)

Valori caratteristici della resistenza a rifollamento (EC5 §8.3.1.1)

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

Azione permanente

Resistenza caratteristica a taglio del chiodo -Unione ad una sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=33.0\text{ mm}$ (profondità di chiodatura), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0\text{ mm}$

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 2.286\text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.741\text{ kN}$$

Resistenza caratteristica del chiodo $R_d = K_{mod} \cdot F_{vk} / \gamma_M = 0.60 \times 1.741 / 1.50 = 0.696\text{ kN}$

Azione di lunga durata

Resistenza caratteristica a taglio del chiodo -Unione ad una sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=33.0\text{ mm}$ (profondità di chiodatura), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0\text{ mm}$

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 2.286\text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.741\text{ kN}$$

Resistenza caratteristica del chiodo $R_d = K_{mod} \cdot F_{vk} / \gamma_M = 0.80 \times 1.741 / 1.50 = 0.929\text{ kN}$

Azione di breve durata

Resistenza caratteristica a taglio del chiodo -Unione ad una sezione resistente (EC5 §8.2.3)

$t_2=33.0\text{ mm}$ (profondità di chiodatura), Spessore della piastra in acciaio $t=2.0 \leq 0.5d=0.5 \times 4.0=2.0\text{ mm}$

R_d il minore tra i valori (UNI EN1995-1-1:2009 Eq.8.9(a), 8.9(b))

$$0.40 f_{hk} \cdot t_2 \cdot d = 2.286\text{ kN}$$

$$1.15 \sqrt{2 M_{yk} \cdot f_{hk} \cdot d} = 1.741\text{ kN}$$

Resistenza caratteristica del chiodo $R_d = K_{mod} \cdot F_{vk} / \gamma_M = 0.90 \times 1.741 / 1.50 = 1.045\text{ kN}$

Azione Accidentale

Resistenza caratteristica del chiodo $R_d = K_{mod} \cdot F_{vk} / \gamma_M = 1.00 \times 1.741 / 1.00 = 1.741\text{ kN}$

Ipotesi per la progettazione di unioni chiodate

La progettazione dell'unione è basata sull'analisi plastica. Gli sforzi sui chiodi 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 $0.50 \times F_d$

1.12.2. Stato limite ultimo

Progettazione di unione chiodate al nodo : 2 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.3)

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 2.0mm delle dimensioni

BxH=135mmx80mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

4 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=56 mm, a2=20 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 chiodo d'angolo $F_n=F_a/n+M_a/W_p$

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

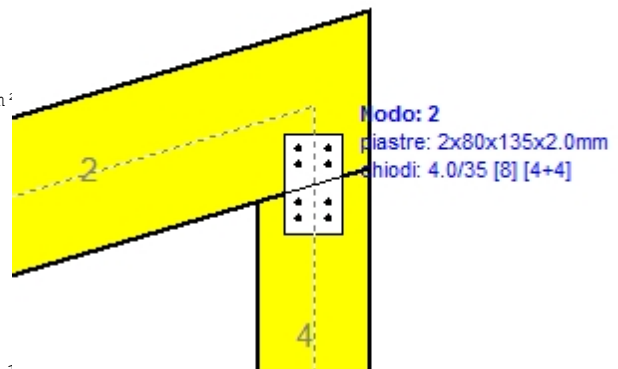
$A=n \cdot a$: area chiodata totale

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

W_p : modulo di resistenza del collegamento

$n=4$, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=16\text{mm}$, $W_p=1114\text{mm}^3$

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	-1.219	-0.029	0.290 <	0.696
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-3.728	-0.090	0.888 <	1.045
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.219	-0.029	0.290 <	1.045
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-2.265	-0.054	0.539 <	1.045
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.728	-0.090	0.888 <	1.045
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.975	-0.072	0.708 <	1.045
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.020	-0.097	0.957 <	1.045
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.289	-0.031	0.307 <	1.741
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.281	-0.031	0.305 <	1.741

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	-1.219	-0.029	11 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-3.728	-0.090	34 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-1.219	-0.029	11 <	196
4	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-2.265	-0.054	21 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.728	-0.090	34 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.975	-0.072	27 <	196
7	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.020	-0.097	37 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.289	-0.031	12 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.281	-0.031	12 <	240

1.12.3. Stato limite ultimo

Progettazione di unione chiodate al nodo : 1 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.3)

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 2.0mm delle dimensioni

BxH=265mmx160mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

14 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=56 mm, a2=20 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

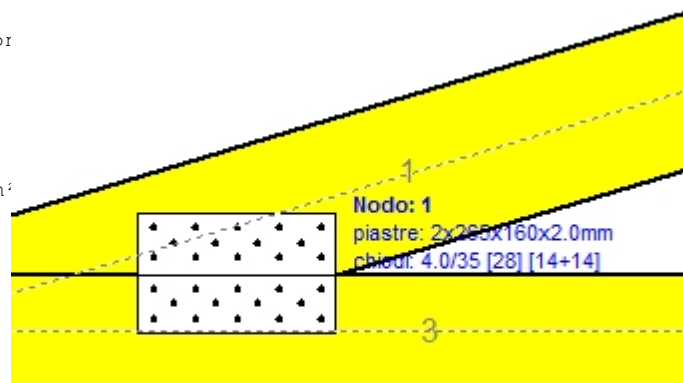
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

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

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamento $n=14$, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=176\text{mm}^2$, $r=49\text{mm}$, $W_p=11400\text{mm}^3$ 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	-6.962	-0.095	0.296 <	0.696
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-21.089	-0.302	0.903 <	1.045
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-6.962	-0.095	0.296 <	1.045
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-12.849	-0.181	0.549 <	1.045
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.089	-0.302	0.903 <	1.045
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-16.851	-0.240	0.721 <	1.045
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.737	-0.327	0.974 <	1.045
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.006	-0.096	0.298 <	1.741
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-7.286	-0.101	0.310 <	1.741

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	-6.962	-0.095	11 <	131
2	yg.Gk+yg.Qk1	Breve	0.90	-21.089	-0.302	32 <	196
3	yg.Gk+yg.Qk2	Breve	0.90	-6.962	-0.095	11 <	196
4	yg.Gk+yg.Qki	Breve	0.90	-12.849	-0.181	20 <	196
5	yg.Gk+yg.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.089	-0.302	32 <	196
6	yg.Gk+yg.Qk2+yg.ψo.Qk1	Breve	0.90	-16.851	-0.240	26 <	196
7	yg.Gk+yg.Qki+yg.ψo.Qk1+yg.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.737	-0.327	35 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.006	-0.096	11 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-7.286	-0.101	11 <	240

1.12.4. Stato limite ultimo**Progettazione di unione chiodate al nodo : 4 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.3)**

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 2.0mm delle dimensioni

BxH=325mmx100mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

12 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=20 mm, a2=20 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

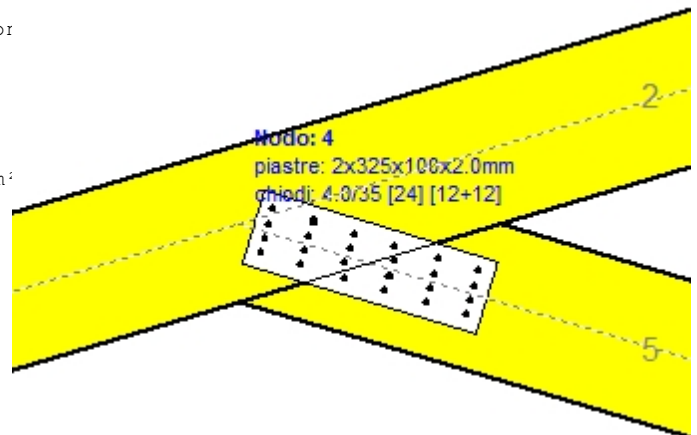
Ma= momento al centro dell'unione

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

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

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

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

 W_p : modulo di resistenza del collegamento $n=12$, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=151\text{mm}^2$, $r=26\text{mm}$, $W_p=474\text{mm}^3$ 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	-6.506	0.000	0.271 < 0.696	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-19.697	0.001	0.822 < 1.045	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.506	0.000	0.271 < 1.045	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.003	0.000	0.501 < 1.045	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-19.697	0.001	0.822 < 1.045	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-15.740	0.001	0.656 < 1.045	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.236	0.001	0.886 < 1.045	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.891	0.000	0.287 < 1.741	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-6.807	0.000	0.284 < 1.741	

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	-6.506	0.000	22 < 131	
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-19.697	0.001	66 < 196	
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.506	0.000	22 < 196	
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.003	0.000	40 < 196	
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-19.697	0.001	66 < 196	
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-15.740	0.001	53 < 196	
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.236	0.001	71 < 196	
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.891	0.000	23 < 240	
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-6.807	0.000	23 < 240	

1.12.5. Stato limite ultimo**Progettazione di unione chiodate al nodo : 3 (UNI EN1995-1-1:2009, §8.3)**

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 2.0mm delle dimensioni

BxH=520mmx195mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

16 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=56 mm, a2=20 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

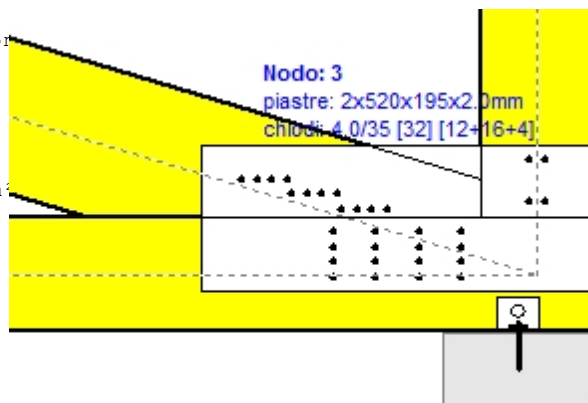
Sforzo max chiodo d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

A=nxa: area chiodata totale

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n=16, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=201\text{mm}^2$, $r=64\text{mm}$, $W_p=122250\text{mm}^3$ 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	-6.962	0.179	0.289 <	0.696
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-21.088	0.558	0.881 <	1.045
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.962	0.179	0.289 <	1.045
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.848	0.337	0.536 <	1.045
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.088	0.558	0.881 <	1.045
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-16.850	0.444	0.703 <	1.045
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.736	0.603	0.950 <	1.045
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.372	0.192	0.307 <	1.741
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-7.285	0.189	0.303 <	1.741

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	-6.962	0.179	5 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-21.088	0.558	16 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.962	0.179	5 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.848	0.337	10 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.088	0.558	16 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-16.850	0.444	13 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-22.736	0.603	18 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-7.372	0.192	6 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-7.285	0.189	6 <	240

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

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0mm delle dimensioni

BxH=520mmx195mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

12 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=56 mm, a2=20 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

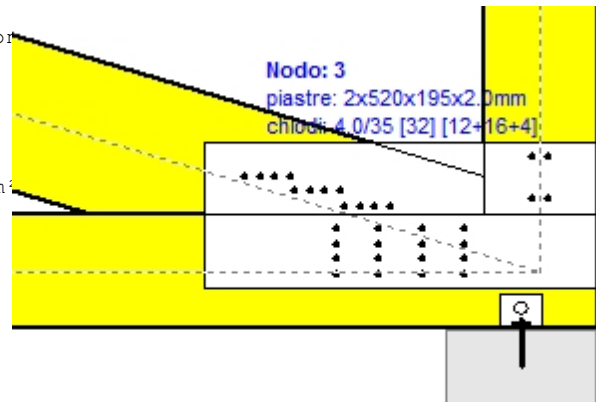
Sforzo max chiodo d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

A=nxa: area chiodata totale

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

n=12, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=151\text{mm}^2$, $r=26\text{mm}$, $W_p=474\text{mm}^3$ 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	-6.506	-0.005	0.274 <	0.696
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-19.697	-0.005	0.824 <	1.045
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.506	-0.005	0.274 <	1.045
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.003	-0.005	0.503 <	1.045
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-19.697	-0.005	0.824 <	1.045
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-15.740	-0.005	0.659 <	1.045
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.236	-0.005	0.888 <	1.045
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.891	-0.004	0.290 <	1.741
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-6.807	-0.004	0.286 <	1.741

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	-6.506	-0.005	11 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-19.697	-0.005	34 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-6.506	-0.005	11 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-12.003	-0.005	21 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-19.697	-0.005	34 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-15.740	-0.005	27 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-21.236	-0.005	36 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-6.891	-0.004	12 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-6.807	-0.004	12 <	240

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

Caratteristiche della ferramenta:

Due(2) piastre metalliche 2.0mm delle dimensioni

BxH=520mmx195mm, e di spessore 2.0mm

Chiodi 4.0/35 mm (d=4.0mm, L=35mm),

4 chiodi su ogni elemento collegato

Distanza tra i chiodi a1=56 mm, a2=20 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 chiodo d'angolo $F_n=Fa/n+Ma/W_p$

n: numero di chiodi, a: sezione del chiodo

A=nxa: area chiodata totale

r :distanza chiodo d'angolo dal centro unione

Wp: modulo di resistenza del collegamento

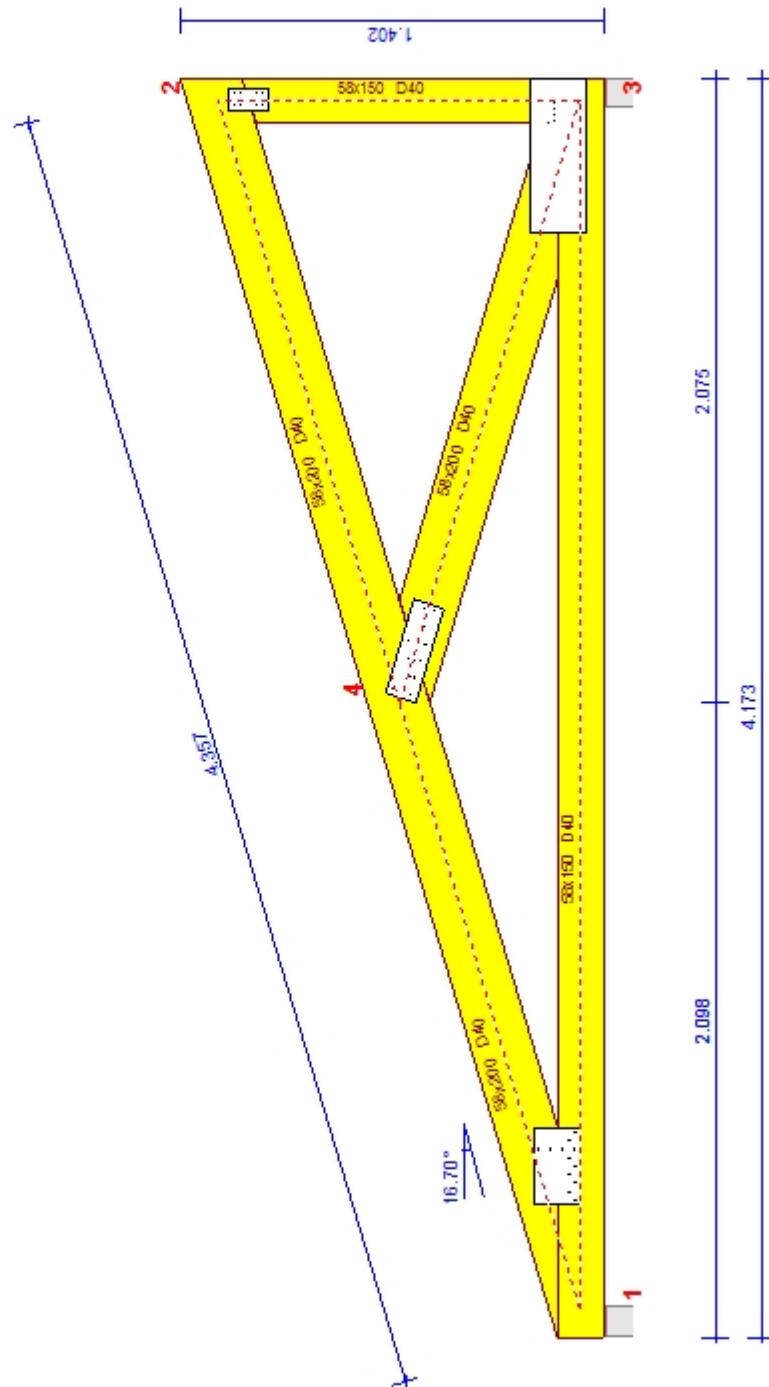
n= 4, ($k_{ef}=1.0$, $n_{eff}=n$), $A=50\text{mm}^2$, $r=21\text{mm}$, $W_p=1495\text{mm}^3$ σ e σ_d tens. normale e di esercizio piastra N/mm^2 **Sforzi nel nodo 3 ,dall'elemento 4, al centro della unioni F(forza) M(momento)****Verifica resistenza della unione**

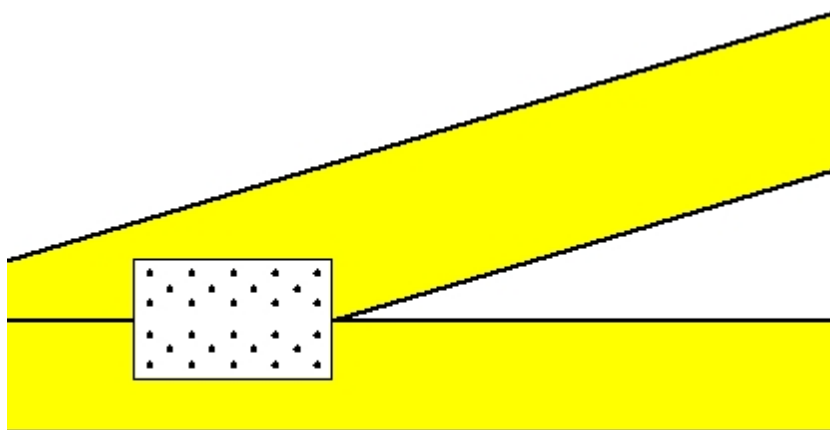
L.C.	Combinazione di carichi	Classe di durata	kmod	Fa (kN)	Ma (kNm)	F _n (kN)	R _d (kN)
1	yg.Gk	Permanente	0.60	-1.219	-0.003	0.166 <	0.696
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.728	-0.003	0.478 <	1.045
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.219	-0.003	0.166 <	1.045
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.265	-0.003	0.296 <	1.045
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.728	-0.003	0.478 <	1.045
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.975	-0.003	0.384 <	1.045
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.020	-0.003	0.515 <	1.045
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.289	-0.003	0.171 <	1.741
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.281	-0.003	0.170 <	1.741

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	-1.219	-0.003	1 <	131
2	yg.Gk+yq.Qk1	Breve	0.90	-3.728	-0.003	2 <	196
3	yg.Gk+yq.Qk2	Breve	0.90	-1.219	-0.003	1 <	196
4	yg.Gk+yq.Qki	Breve	0.90	-2.265	-0.003	1 <	196
5	yg.Gk+yq.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-3.728	-0.003	2 <	196
6	yg.Gk+yq.Qk2+yq.ψo.Qk1	Breve	0.90	-2.975	-0.003	2 <	196
7	yg.Gk+yq.Qki+yq.ψo.Qk1+yq.ψo.Qk2	Breve	0.90	-4.020	-0.003	3 <	196
8	Gk+0.2xQk1 + AedX	Accidental	1.00	-1.289	-0.003	1 <	240
9	Gk+0.2xQk1 + AedY	Accidental	1.00	-1.281	-0.003	1 <	240

Scala 1:25





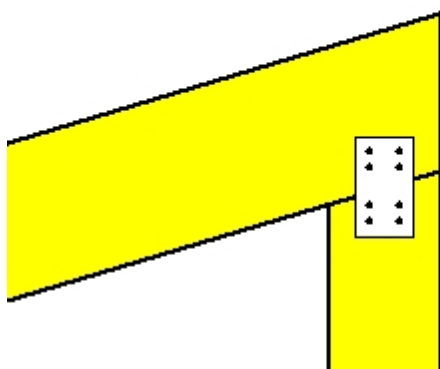
Unione chiodata al nodo 1

(nodo a $x=0.466$ m, $y=0.075$ m)

piastre: 2x265x160x2.0mm

Chiodi

chiodi: 4.0/35 [28] [14+14]



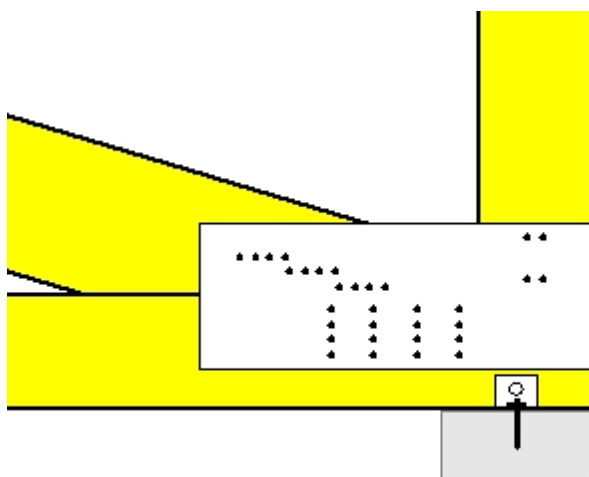
Unione chiodata al nodo 2

(nodo a $x=4.000$ m, $y=1.200$ m)

piastre: 2x80x135x2.0mm

Chiodi

chiodi: 4.0/35 [8] [4+4]



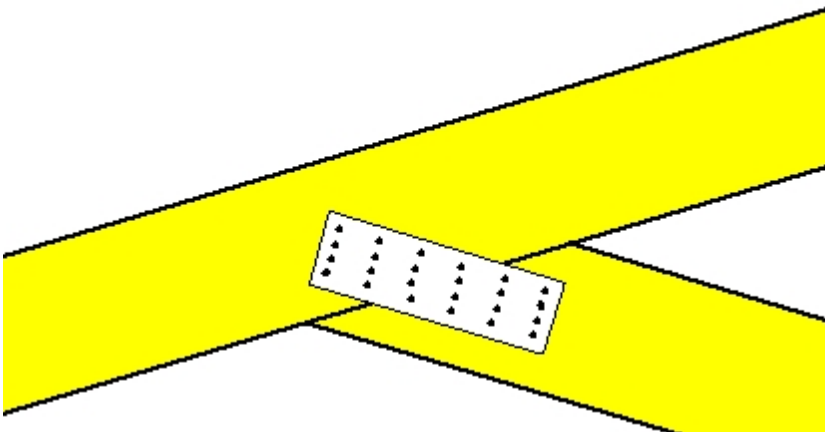
Unione chiodata al nodo 3

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

piastre: 2x520x195x2.0mm

Chiodi

chiodi: 4.0/35 [32] [12+16+4]



Unione chiodata al nodo 4

(nodo a $x=2.000$ m, $y=0.600$ m)

piastre: 2x325x100x2.0mm

Chiodi

chiodi: 4.0/35 [24] [12+12]