



Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento per le Politiche di Coesione
Unità di missione PNRR



Comune di
BORGIALLO

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR) - MISSIONE 5 - COMPONENTE 3 - INVESTIMENTO 1.1.1

Potenziamento dei servizi e delle infrastrutture sociali di comunità - "Nuovi Progetti"

FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - NextGenerationEU

**MIGLIORAMENTO FUNZIONALE INFRASTRUTTURE DI ACCOGLIENZA MIGRANTI
(Centro S.A.I. SISTEMA ACCOGLIENZA INTEGRAZIONE)**

M

	data	nome	numero	committente
disegnato	05/2022		8	COMUNE DI BORGIALLO via G. Cigliana Borgiallo (To)
aggiornato	04/2023			

RA

oggetto

RELAZIONE
DI CALCOLO

STUDIO ARCHITETTURA
corso Giacomo Matteotti n. 5
10083 Favria (To)
tel.0124/34586
pIVA 05280760017
www.studio-architettura.net
e mail: info@studio-architettura.net

scala
1/100

progetto esecutivo

www.studio-architettura.net

RELAZIONE

EDIFICIO CON PARETI IN BLOCCHI CASSERO E CA DEBOLMENTE ARMATO

Norme Tecniche per le Costruzioni - DM 17/01/2018

Documento: prova.dmsw[*]
gio mag 19 15:52:08 2022

RISULTATI

Significato dei simboli

Kx, ky : rigidezze del setto in direzione X ed Y
N, TX, TY, MX, MY: sforzo normale, taglio e momenti agenti
sul setto direzione X ed Y
As : area di acciaio necessaria per la verifica del
setto verificato con armatura doppia
nf : numero minimo di barre necessarie per la sezione
N, M, T : Sforzo normale, momento flettente e taglio agenti
sul setto direzione X ed Y
Tu mur : taglio ultimo della muratura
Tu acc : taglio ultimo delle armature
Tu ultimo: taglio ultimo di calcolo della sezione
* : setto non verificato

I° periodo di vibrazione..... s: 0.004
Periodo dello spettro Tc..... s: 0.437
Se/g spettro di risposta orizzontale.... : 0.235
Sve/g spettro di risposta verticale..... : 0.063
Se/g spettro di risposta orizzontale SLE : 0.124
Sve/g spettro di risposta verticale SLE. : 0.034
Coefficiente stratigrafico : 1.472
Coef. amplificazione topografica : 1.000
Fattore di struttura..... : 2.800
Dimensione X fabbricato..... : 1.210
Dimensione Y fabbricato..... : 3.000
Eccentricità accidentale X..... : 0.060
Eccentricità accidentale y..... : 0.150

Condizioni di carico con sisma: E + G1 + G2 + psi* Q
Carico permanente+Carico Accidentale+Azione sismica
psi: coefficiente di combinazione dei carichi variabili
E: azione sismica

GRUPPO CONDIZIONI DI CARICO N. 1

Sisma in direzione +X e +Z
Sisma in direzione +Y e +Z

Azione sismica al piano 0.....t: 1.61
Azione sismica totale alla base..t: 1.61

EDIFICIO VERIFICATO

Piano n. 1 Pianol Quota...m: 3.00

Peso ridotto di piano.....t: 6.88
Baricentro rigidezze XR.....m: 9.26
Baricentro rigidezze YR.....m: 18.55
Baricentro masse XM.....m: 9.00
Baricentro masse YM.....m: 18.40
Eccentricit^ EX.....m: -0.26
Eccentricit^ EY.....m: -0.15
Azione sismica di piano.....t: 1.61

SOLLECITAZIONI

Setto	Kx	Ky	TX	TY	MY	MX
-------	----	----	----	----	----	----

n.	t/m	t/m	t	t	tm	tm
1	248817	0	0.718	0.000	0.431	0.000
2	0	801046	0.000	1.615	0.000	0.969
3	248817	0	0.897	0.000	0.538	0.000

PRESSOFLESSIONE: PROGETTO ARMATURE E VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.623	0.431	11.31	10+ 0	1.643	22.963	
2	4.058	0.969	27.14	24+ 0	10.994	142.547	
3	1.623	0.538	11.31	10+ 0	1.643	22.963	

VERIFICATO

PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE AL PIANO: VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	cs *
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.623	0.023	11.31	10	1.342	11.007	482.52
2	4.058	0.057	27.14	24	4.706	26.676	467.76
3	1.623	0.023	11.31	10	1.342	11.007	482.52

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Coefficiente di incremento per blocchi cassero : 1.900

Setto	Taglio	Pressione media	Tu ultimo	cs *
n.	t	t	t	
1	0.718	5.636	12.188	16.983
2	1.615	5.636	33.081	20.488
3	0.897	5.636	12.188	13.587

VERIFICATO

VERIFICA INSTABILITA'

Setto	N/A/fcd	lambda limite	lambda	cs *
n.	t	t	t	
1	0.005	384.967	9.699	39.689
2	0.005	384.967	9.699	39.689
3	0.005	384.967	9.699	39.689

VERIFICATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Deformazione max del piano (d)....mm: 0.0019
 Altezza del piano (h)mm: 3000.00
 Rapporto d/h: 0.00000
 d < 0.002 h - VERIFICATO

Condizione di carico n. 1
 VERIFICATA

GRUPPO CONDIZIONI DI CARICO N. 2

Sisma in direzione -X e +Z
 Sisma in direzione -Y e +Z

Azione sismica al piano 0.....t: -1.61

Azione sismica totale alla base..t: -1.61

EDIFICIO VERIFICATO

Piano n. 1 Pianol Quota...m: 3.00

 Peso ridotto di piano.....t: 6.88
 Baricentro rigidezze XR.....m: 9.26
 Baricentro rigidezze YR.....m: 18.55
 Baricentro masse XM.....m: 9.00
 Baricentro masse YM.....m: 18.40
 Eccentricit^ EX.....m: -0.26
 Eccentricit^ EY.....m: -0.15
 Azione sismica di piano.....t: -1.61

SOLLECITAZIONI

Setto	Kx	Ky	TX	TY	MY	MX
n.	t/m	t/m	t	t	tm	tm
1	248817	0	-0.718	0.000	-0.431	0.000
2	0	801046	0.000	-1.615	0.000	-0.969
3	248817	0	-0.897	0.000	-0.538	0.000

PRESSOFLESSIONE: PROGETTO ARMATURE E VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.623	0.431	11.31	10+ 0	1.643	22.963	
2	4.058	0.969	27.14	24+ 0	10.994	142.547	
3	1.623	0.538	11.31	10+ 0	1.643	22.963	

VERIFICATO

PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE AL PIANO: VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	cs *
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.623	0.023	11.31	10	1.342	11.007	482.52
2	4.058	0.057	27.14	24	4.706	26.676	467.76
3	1.623	0.023	11.31	10	1.342	11.007	482.52

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Coefficiente di incremento per blocchi cassero : 1.900

Setto	Taglio	Pressione media	Tu ultimo	cs *
n.	t	t	t	
1	0.718	5.636	12.188	16.983
2	1.615	5.636	33.081	20.488
3	0.897	5.636	12.188	13.587

VERIFICATO

VERIFICA INSTABILITA'

Setto	N/A/fcd	lambda limite	lambda	cs *
n.	t	t	t	
1	0.005	384.967	9.699	39.689
2	0.005	384.967	9.699	39.689
3	0.005	384.967	9.699	39.689

VERIFICATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Deformazione max del piano (d)....mm: 0.0019
Altezza del piano (h)mm: 3000.00
Rapporto d/h: 0.00000
d < 0.002 h - VERIFICATO

Condizione di carico n. 2
VERIFICATA

GRUPPO CONDIZIONI DI CARICO N. 3

Sisma in direzione +X e -Z
Sisma in direzione +Y e -Z

Azione sismica al piano 0.....t: 1.61
Azione sismica totale alla base..t: 1.61

EDIFICIO VERIFICATO

Piano n. 1 Pianol Quota...m: 3.00

Peso ridotto di piano.....t: 6.88
Baricentro rigidezze XR.....m: 9.26
Baricentro rigidezze YR.....m: 18.55
Baricentro masse XM.....m: 9.00
Baricentro masse YM.....m: 18.40
Eccentricit[^] EX.....m: -0.26
Eccentricit[^] EY.....m: -0.15
Azione sismica di piano.....t: 1.61

SOLLECITAZIONI

Setto	Kx	Ky	TX	TY	MY	MX
n.	t/m	t/m	t	t	tm	tm
1	248817	0	0.718	0.000	0.431	0.000
2	0	801046	0.000	1.615	0.000	0.969
3	248817	0	0.897	0.000	0.538	0.000

PRESSOFLESSIONE: PROGETTO ARMATURE E VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.437	0.431	11.31	10+ 0	1.643	22.963	
2	3.592	0.969	27.14	24+ 0	10.994	142.547	
3	1.437	0.538	11.31	10+ 0	1.643	22.963	

VERIFICATO

PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE AL PIANO: VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	cs *
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.437	0.022	11.31	10	1.342	11.007	507.43
2	3.592	0.054	27.14	24	4.706	26.676	491.91
3	1.437	0.022	11.31	10	1.342	11.007	507.43

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Coefficiente di incremento per blocchi cassero : 1.900

Setto	Taglio	Pressione media	Tu ultimo	cs	*
n.	t	t	t		
1	0.718	4.989	12.188	16.983	
2	1.615	4.989	33.081	20.488	
3	0.897	4.989	12.188	13.587	

VERIFICATO

VERIFICA INSTABILITA'

Setto	N/A/fcd	lambda limite	lambda	cs	*
n.	t	t	t		
1	0.004	409.205	9.699	42.188	
2	0.004	409.205	9.699	42.188	
3	0.004	409.205	9.699	42.188	

VERIFICATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Deformazione max del piano (d)....mm: 0.0019
 Altezza del piano (h)mm: 3000.00
 Rapporto d/h: 0.00000
 d < 0.002 h - VERIFICATO

Condizione di carico n. 3
 VERIFICATA

GRUPPO CONDIZIONI DI CARICO N. 4

Sisma in direzione -X e -Z
 Sisma in direzione -Y e -Z

Azione sismica al piano 0.....t: -1.61
 Azione sismica totale alla base..t: -1.61

EDIFICIO VERIFICATO

Piano n. 1 Pianol Quota...m: 3.00

 Peso ridotto di piano.....t: 6.88
 Baricentro rigidezze XR.....m: 9.26
 Baricentro rigidezze YR.....m: 18.55
 Baricentro masse XM.....m: 9.00
 Baricentro masse YM.....m: 18.40
 Eccentricit^ EX.....m: -0.26
 Eccentricit^ EY.....m: -0.15
 Azione sismica di piano.....t: -1.61

SOLLECITAZIONI

Setto	Kx	Ky	TX	TY	MY	MX
n.	t/m	t/m	t	t	tm	tm
1	248817	0	-0.718	0.000	-0.431	0.000
2	0	801046	0.000	-1.615	0.000	-0.969
3	248817	0	-0.897	0.000	-0.538	0.000

PRESSOFLESSIONE: PROGETTO ARMATURE E VERIFICHE MATERIALI

Setto	N	M	As	nf	N ultimo	M ultimo	*
n.	t	tm	cmq		t	tm	
1	1.437	0.431	11.31	10+ 0	1.643	22.963	
2	3.592	0.969	27.14	24+ 0	10.994	142.547	
3	1.437	0.538	11.31	10+ 0	1.643	22.963	

VERIFICATO

PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE AL PIANO: VERIFICHE MATERIALI

Setto n.	N t	M tm	As cmq	nf	N ultimo t	M ultimo tm	cs *
1	1.437	0.022	11.31	10	1.342	11.007	507.43
2	3.592	0.054	27.14	24	4.706	26.676	491.91
3	1.437	0.022	11.31	10	1.342	11.007	507.43

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Coefficiente di incremento per blocchi cassero : 1.900

Setto n.	Taglio t	Pressione media t	Tu ultimo t	cs *
1	0.718	4.989	12.188	16.983
2	1.615	4.989	33.081	20.488
3	0.897	4.989	12.188	13.587

VERIFICATO

VERIFICA INSTABILITA'

Setto n.	N/A/fcd t	lambda limite t	lambda t	cs *
1	0.004	409.205	9.699	42.188
2	0.004	409.205	9.699	42.188
3	0.004	409.205	9.699	42.188

VERIFICATO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Deformazione max del piano (d)....mm: 0.0019
Altezza del piano (h)mm: 3000.00
Rapporto d/h: 0.00000
d < 0.002 h - VERIFICATO

Condizione di carico n. 4
VERIFICATA

RISULTATI FONDAZIONI

Area totale fondazioni.....m²: 5.94
Coordinata X baricentro fondazioni.....m: 9.05
Coordinata Y baricentro fondazioni.....m: 18.55
Momenti di inerzia baricentrico Jx....m⁴: 8.60
Momenti di inerzia baricentrico Jy....m⁴: 1.02
Momenti di inerzia baricentrico Jxy....m⁴: 0.00
Angolo inclinazione asse principale....gr: 0.00
Momento principale di inerzia m.....m⁴: 8.60
Momento principale di inerzia n.....m⁴: 1.02

PRESSIONI

Condizione di carico: 1
Pressione max.....t/m²: 7.781
Coordinata X.....m: 8.050
Coordinata Y.....m: 20.350

Pressione min.....t/m²: 3.930
Coordinata X.....m: 9.700
Coordinata Y.....m: 16.750

Condizione di carico: 2	
Pressione max.....t/m ² :	8.521
Coordinata X.....m:	8.050
Coordinata Y.....m:	20.350
Pressione min.....t/m ² :	
Coordinata X.....m:	9.700
Coordinata Y.....m:	16.750
Condizione di carico: 3	
Pressione max.....t/m ² :	7.401
Coordinata X.....m:	8.050
Coordinata Y.....m:	20.350
Pressione min.....t/m ² :	
Coordinata X.....m:	9.700
Coordinata Y.....m:	16.750
Condizione di carico: 4	
Pressione max.....t/m ² :	8.141
Coordinata X.....m:	8.050
Coordinata Y.....m:	20.350
Pressione min.....t/m ² :	
Coordinata X.....m:	9.700
Coordinata Y.....m:	16.750

RELAZIONE DI CALCOLO

La presente relazione è relativa alla verifica agli stati limite di un solaio in latero-cemento gettato in opera costituito da n. 3 travetti per metro lineare armati con barre di acciaio ad aderenza migliorata ed armatura superiore di ripartizione disposta trasversalmente alla direzione dei travetti.

Determinazione dei carichi di calcolo

Per la determinazione dei carichi agenti sul solaio bisogna incrementare i carichi elementari di progetto utilizzando i fattori γ_g , γ_q , ψ desumibili dalle tabelle 2.5.1 e 2.6.1

Tabella 2.5.1 *Fattori nel coefficiente di combinazione*

Categoria/Azione variabile	Ψ_k	Ψ_{li}	Ψ_{ls}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, negozi ed ambienti ad uso industriale	1,0	0,7	0,6
Categoria F Almesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,5	0,5	0,0

Tabella 2.6.1 *Coefficienti parziali per l'azione e per l'effetto delle azioni sulle verifiche SLS*

Carichi permanenti		Coefficiente γ	EQ ₁	A1 S13	A2 CEO
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Strutturali	γ_{s1}	1,0	1,0	1,0
	Non strutturali	γ_{s2}	1,1	1,3	1,6
Carichi variabili	Strutturali	γ_{s1}	1,0	1,0	1,0
	Non strutturali	γ_{s2}	1,0	1,3	1,6

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali ed azionabili (armamenti occlusi) siano permanentemente definiti si dovranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{s1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terra dell'opera, quando pertinenti;
- γ_{s2} coefficiente parziale del peso proprio degli elementi non strutturali;
- γ_{s3} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il carico totale sarà calcolato con la seguente espressione :

$$Q_{tot} = (Q_{perm} * \gamma_g) + (Q_{acc} * \gamma_q) + (Q_{acc} * \psi_0)$$

Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo del momento flettente viene effettuato mediante l'utilizzo delle note formule della Scienza delle costruzioni :

$$M_x = q * l^2 / 12 * \sin(\alpha)$$

$$M_y = q * l^2 / 12 * \cos(\alpha)$$

$$M_{max} = M_x + M_y$$

dove :

q = Carico distribuito a metro lineare

l = luce di calcolo

α = angolo di inclinazione espresso in gradi sessagesimali

Verifica agli stati limite

Per effettuare la verifica agli stati limite occorre esprimere la risultante delle tensioni di compressione N_c nel calcestruzzo ed N'_s nell'armatura compressa e la forza di trazione N_s in funzione della posizione dell'asse neutro ed imporre le condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione.

Come è noto dalla scienza delle costruzioni la condizione di equilibrio alla traslazione viene data dalla seguente espressione :

$$N_c + N'_s + N_s = 0$$

Dove:

$$N_c/x = -\alpha_{fcd} * b * \beta$$

$$N'_s = -f_{yd} * A'_s$$

$$N_s = f_{yd} * A_s$$

Per risolvere le equazioni di equilibrio sopra riportate, bisogna individuare preliminarmente il diagramma delle deformazioni cui fare riferimento, in particolare si calcola la percentuale meccanica di armatura con la seguente espressione :

$$\omega = A_a / (b * h) * f_{yd} / \alpha_{fcd}$$

quindi si confronta la percentuale meccanica di armatura di progetto con quella ottenuta dalle seguenti espressioni riferiti ai vari diagrammi di deformazione :

$$\omega_1 = \xi_1 * \beta / (s - s' * u)$$

$$\omega_2 = \xi_2 * \beta / (s - s' * u)$$

$$\omega_3 = \xi_3 * \beta / (s - s' * u)$$

in base ai superiori risultati, operato il dovuto confronto, si stabilisce l'appropriato diagramma delle deformazioni, se :

$\omega < \omega_1$	Campo 2a
$\omega_1 < \omega < \omega_2$	Campo 2b
$\omega_2 < \omega < \omega_3$	Campo 3
$\omega > \omega_3$	Campo 4

Una volta individuato il diagramma delle deformazioni da utilizzare ai fini della verifica, si assume che la deformazione del calcestruzzo raggiunge il valore limite ϵ_{cu} a cui corrisponde il coefficiente di riempimento β per il quale la forza N_c sarebbe proporzionale ad x , per cui

$$N_c/x = -\alpha_{fcd} * b * \beta$$

In questo caso si potrebbe ricavare immediatamente la posizione dell'asse neutro che garantisce l'equilibrio alla traslazione :

$$x = N'_s + N_s / (-N_c/x)$$

Partendo da questa ipotesi, in cui x rappresenta la distanza dell'asse neutro dal bordo superiore, si esegue il primo tentativo di equilibrio attorno all'asse neutro.

Il corrispondente diagramma limite di deformazioni deve annullarsi in corrispondenza dell'asse neutro e raggiungere il valore limite ϵ_{cu} al bordo superiore oppure in corrispondenza dell'armatura inferiore ϵ_{su} .

Analizzando tali risultati e considerando solamente i valori accettabili si calcola il coefficiente di riempimento β funzione di ϵ_{cmax} .

Imponendo l'equilibrio attorno all'asse $\omega(1-s^*u) - \xi \beta$ per successivi tentativi si ricava il valore dell'asse neutro che azzerava la superiore equazione, quindi si passa al calcolo del braccio della coppia resistente ζ che moltiplicata per N_s fornisce il momento resistente della sezione.

Ai fini della verifica deve risultare

$$M_{ult} > M_{max}$$

VERIFICA A TAGLIO

Per la verifica a taglio si è utilizzato il metodo del traliccio ad inclinazione variabile, si è calcolata la resistenza a Taglio V_{rd1} in assenza di armatura e la si è confrontata con il valore del Taglio massimo risultante dal calcolo.

$$V_{ed} = \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{max} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{tk}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($< 0,2 \cdot f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Occorre altresì effettuare la verifica a Punzonamento della lastra allo stato limite ultimo. In mancanza di un'armatura trasversale opportunamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F = 0.50 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

Dove :

h è lo spessore della lastra

u è il perimetro del contorno della porzione caricata

f_{ctd} è il valore di calcolo della resistenza a trazione pari a f_{ctk} / γ_c con $\gamma_c = 1.5$

--

CALCOLO SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

Descrizione :	SOLAIO PIANO
---------------	--------------

DATI GEOMETRICI

Spessore soletta	cm	20
Luce del solaio	mt	3
Angolo inclinazione	(°)	0

DATI DI CARICO

Categoria di verifica C2

Descrizione categoria : Ambienti suscettibili di affollamento - Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio	daN/mq	500
Malta	daN/mq	0
Pavimento/tegole	daN/mq	200
Intonaco	daN/mq	0
Totale carico permanente	daN/mq	700
Coeff. Parzializzazione	γ_g	1.3
Carico accidentale	daN/mq	400
Coeff. Parzializzazione	γ_q	1.5
Coeff. Di utilizzo	Φ_0	0,7

$$Q_{tot} = Q_p * \gamma_g + Q_a * \gamma_q + Q_a * \Phi_0$$

Carico complessivo per ml di solaio	daN/ml	1790
-------------------------------------	--------	------

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio tipo		B450C
Classe calcestruzzo		C25/30
Copriferro	cm	2

RISULTATI DELLA VERIFICA

Reazioni vincolari

$R_a = Q \cdot L / 2 =$	daN	2685,
$R_b = Q \cdot L / 2 =$	daN	2685
Momento Dir. X-X = $q \cdot l^2 / 12 \cdot \sin(\alpha) =$	daNm	,
Momento Dir. Y-Y = $q \cdot l^2 / 12 \cdot \cos(\alpha) =$	daNm	1342,5
Momento massimo = $M_x + M_y =$	daNm	1342,5
Armatura tesa	cmq.	3,39
Armatura compressa	cmq.	3,39

COEFFICIENTI DI CALCOLO

Rapporto Armatura Compressa/Armatura Tesa $u = A_a' / A_a = 1,$

% meccanica armatura $\omega = A_a / (b \cdot h) \cdot f_{yd} / \alpha_{fcd} = ,047$

$\omega_1 = \xi_1 \cdot \beta / (s - s' \cdot u) = ,176$

$\omega_2 = \xi_2 \cdot \beta / (s - s' \cdot u) =$

$\omega_3 = \xi_3 \cdot \beta / (s - s' \cdot u) =$

CASISTICA

$\omega < \omega_1$	Campo 2a
$\omega_1 < \omega < \omega_2$	Campo 2b
$\omega_2 < \omega < \omega_3$	Campo 3
$\omega > \omega_3$	Campo 4

ξ	ϵ_c	η_0	β	s'	$\omega(1-s'*u)-\xi\beta$	k
,1043	,00116	,58241	,4693	-,0416	,0001	,3533

Posizione asse neutro $x = \text{cm.}$ 1,8779

Braccio coppia interna $\zeta = \text{cm.}$,9662

$$M_{rd} = A_a * \zeta * d * f_{yd} / 1000 = \text{daNm } 19,51$$

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Ed} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

RISULTATI

$$T_{max} = \text{daN } 2685,$$

$$(v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = \text{daN } 7619,65$$

$$V_{rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d = \text{daN } 9582, \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d$$

$T_{max} < V_{rd1}$ SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA A PUNZONAMENTO

La verifica a punzonamento, come previsto dalla normativa, viene effettuata ipotizzando una forza concentrata pari a Kg. 200 agente su una impronta di cm. 5x5 avente perimetro pari a cm. 20.

La verifica a punzonamento ai sensi del D.M. 14/01/2008 risulta

$$F = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove:

h è lo spessore della lastra;

u è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo della porzione caricata con una diffusione a 45° sull'intero spessore della lastra;

f_{ctd} è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

quindi nel caso in esame la forza reagente risulta pari a :

$$f_{ctk} = 1.2 \cdot 0.70 \cdot 0.27 \cdot (R_{ck})^{2/3} = \text{daN/cm}^2 \quad 10,16$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 10,16 / 1.5 = \text{daN/cm}^2 \quad 6,35$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$P_{ult} = 0.5 \cdot (4 \times 5) \cdot S_p \cdot f_{ctd}$$

VERIFICA A PUNZONAMENTO

(D.M. 14.01.2008)

Carico concentrato di verifica	$P_{max} =$	daN	200,00
Spessore caldana		cm.	4
Superficie reagente		cmq.	80
Forza ultima della sezione	$P_{ult} =$	daN	254,10

RISULTATO DELLA VERIFICA

Tultimo > Tmax - SEZIONE VERIFICATA

Relazione Tecnica Relativa Alla Realizzazione Di Una Copertura/Solaio In Legno

IN CONFORMITA' AL D.M. 17 GENNAIO 2018
e con riferimento alla circolare del 21 gennaio 2019 n. 7

I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. **Il valore di calcolo X_d** di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k \times K_{mod} / g_M$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;

K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata;

g_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori per legno massiccio e legno lamellare incollato sono riportati nella tabella 4.4.III delle NTC 2018, sotto riportata.

Tipo legno	Colonna A	Colonna B
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35

Avendo scelto produzioni normali per i materiali (colonna A) il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale vale;

legno massiccio $g_M = 1,50$

legno lamellare incollato $g_M = 1,45$

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC 2018

Classi di durata del carico

Permanente	durata del carico più di 10 anni
Lunga durata	durata del carico 6 mesi - 10 anni

Media durata	durata del carico 1 settimana - 6 mesi
Breve durata	durata del carico meno di 1 settimana
Istantaneo	-----

Classe di servizio 1

E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

Classe di servizio 2

E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.

Classe di servizio 3

E' caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

valori di K_{mod} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	istantanea
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione e delle variazioni di umidità devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici e sia alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

valori di K_{def} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Materiale	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
-----------	----------------------	----------------------	----------------------

legno massiccio	0,60	0,80	2,00
legno lamellare incollato	0,60	0,80	2,00

STATI LIMITE ULTIMI

Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura. Le seguenti prescrizioni si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso.

Verifica a Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m s_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1$$

$$K_m s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1$$

dove:

$s_{m,y,d}$ e $s_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione.

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione. Nella elaborazione dei calcoli sviluppati in avanti non si terrà conto dell'eventuale aumento di resistenza in funzione delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Verifica a Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$t_d \leq f_{v,d}$$

dove:

t_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

La tensione tangenziale massima assoluta si ottiene come radice quadrata delle somme dei quadrati delle tensioni parziali ottenute in direzione y e z.

$$t_d = (t_y^2 + t_z^2)^{0.5}$$

Strutturalmente il solaio è costituito da:

Travi principali

luce trave: 650,00 cm
interasse: 230,00 cm

Base	20,00	cm
Altezza	46,00	cm
Area	920,00	cm ²
Inerzia rispetto all'asse y	162226,67	cm ⁴
Inerzia rispetto all'asse z	30666,67	cm ⁴
Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse y	7053,33	cm ³
Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse z	3066,67	cm ³

Travicelli secondari

interasse: 100,00 cm

Base	14,00	cm
Altezza	26,00	cm
Area	364,00	cm ²
Inerzia rispetto all'asse y	20505,33	cm ⁴
Inerzia rispetto all'asse z	5945,33	cm ⁴
Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse y	1577,33	cm ³
Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse z	849,33	cm ³

Tavolato

Base	20,00	cm
Altezza	3,00	cm
Area	60,00	cm ²
Inerzia rispetto all'asse y	45,00	cm ⁴
Inerzia rispetto all'asse z	2000,00	cm ⁴

Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse y	30,00	cm ³
Modulo di resistenza a flessione lungo l'asse z	200,00	cm ³

Caratteristiche Meccaniche e di Resistenza dei Materiali

Le classi di resistenza e i profili caratteristici del legno lamellare sono conformi alla norma UNI EN 14080: 2013, mentre quelle del legno massiccio alla norma UNI EN 338: 2016.

Travi principali

Classe di resistenza GL24h		
Grandezza	u. m.	valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	24
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	19,2
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	24
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	11500
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	9600
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650

Peso specifico del legno della trave principale 600 daN/m³

Travicelli secondari

Classe di resistenza GL24h		
Grandezza	u. m.	valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	24
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	19,2
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	24
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	11500
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	9600
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650

Peso specifico del legno della trave secondaria 600 daN/m³

Tavolato

Classe di resistenza C14

Grandezza	u. m.	valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	14
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	7,2
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,4
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	16
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	7000
Modulo elastico caratteristico $E_{0,05}$	MPa	4700
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	440

Peso specifico del legno del tavolato 500 daN/m³

Pendenza del tetto: 26 °

Altezza del sito sul livello del mare: 540 m.

Il sistema degli assi di riferimento adottati, della sezione trasversale, è riportato nella seguente figura.

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali

Peso proprio trave principale:	55,20 daN/m
Peso proprio trave secondaria:	21,84 daN/m
Peso proprio tavolato:	3,00 daN/m
$q_1 = 60,84 \text{ daN/m}^2$	

Sovraccarichi permanenti

Copertura con tegole:	56,00 daN/m ²
Manto impermeabilizzante:	10,00 daN/m ²
Isolante termico:	10,00 daN/m ²

$$q_2 = 76,0 \text{ daN/m}^2$$

Azioni Variabili

Cat. H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione:
(tabella 3.1.II delle NTC 2018)

verticale uniformemente distribuito	q_k	50 daN/m ²
verticale concentrato	Q_k	120 daN
orizzontale lineare	H_k	100 daN/m

CARICO NEVE

Il calcolo del carico provocato dalla neve sulla copertura è valutato utilizzando la procedura descritta nel paragrafo 3.4 delle NTC 2018.

Esso è valutato mediante la seguente formula:

$$q_s = m_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

q_{sk} è il valore del carico della neve al suolo

m_i è il coefficiente di forma della copertura

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Valore caratteristico del carico neve al suolo.

Per la ZONA I - ALPINA: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza - si ha:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 && \text{per } a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 \times [1 + (a_s / 728)^2] \text{ kN/m}^2 && \text{per } a_s > 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Per un'altitudine sul livello del mare pari a: 540 m si ha:

$$q_{sk} = 1,39 \times [1 + (540 / 481)^2] \text{ kN/m}^2 = 2,15 \text{ kN/m}^2 = 215 \text{ daN/m}^2$$

Coefficiente di Esposizione e termico.

L'edificio è costruito in zona: NORMALE: Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. Quindi si ha: $C_E = 1$

Essendo la copertura isolata termicamente, non si ha riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della neve causata dalle perdite di calore. Quindi si ha: $C_t = 1$

Coefficiente di Forma.

Il coefficiente di forma dipende dalla pendenza del tetto. Per: $\alpha = 26^\circ$ risulta $m_i = 0,8$

Il carico dovuto alla neve, per la struttura in esame, vale:

$$q_s = 0,8 \times 2,15 \times 1 \times 1 = 172,40 \text{ daN/m}^2$$

CARICO VENTO

L'azione del vento è calcolata come previsto dal paragrafo 3.3 delle NTC 2018 e secondo le istruzioni della circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 21/01/2019 n. 7. Tale circolare è stata pubblicata nel supplemento n. 5 alla Gazzetta Ufficiale dell'11 febbraio 2019.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b0} \times (1 + k_s(a_s/a_0 - 1)) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

v_{b0} , k_s , a_0 sono parametri dati dalle NTC (tabella 3.3.I) e legati alla zona in cui sorge la costruzione.

In zona 1 si hanno i seguenti valori:

$$v_{b0} = 25 \text{ m/sec} \quad a_0 = 1000 \text{ m} \quad k_s = 0.4$$

Quindi per un'altitudine sul livello del mare pari a 540 m si ha:

$$v_b = 25 \text{ m/sec}$$

La pressione cinetica di riferimento q_r vale quindi

$$q_r = 0,5 \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390 \text{ N/m}^2 = 39 \text{ daN/m}^2$$

Classe di esposizione

Fascia di appartenenza: Oltre 40 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno

Rugosità: B

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.

Categoria di Esposizione: IV

A questa classe di esposizione competono:

$$k_r = 0,22 \quad z_0 = 0,3 \text{ m} \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione è dato dall'espressione

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Essendo l'altezza della costruzione, 10 m, maggiore o uguale a z_{\min}

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(z) = 0,22^2 \times 1 \times \ln(10/0,3) \times [7 + 1 \times \ln(10/0,3)] = 1,79$$

avendo posto il coefficiente di topografia $C_t = 1$

Pressioni Interne

La costruzione è stata assunta come stagna, quindi $c_{pi} = 0$

Pressioni Esterne

Nel tetto in legno composto da più falde, le strutture portanti delle diverse falde sono indipendenti una dall'altra e possono quindi essere calcolati separatamente. Per la determinazione del carico massimo del vento si considerano solo le configurazioni che danno carichi positivi. Infatti, la pressione negativa è un carico di segno opposto a quello degli altri carichi e tende ad alleggerirne gli effetti. In questo caso andrà, invece, attentamente preso in considerazione l'equilibrio del manto di copertura che tende ad essere sollevato. Da queste considerazioni risulta prevalente la direzione del vento che investe direttamente la falda (falda sopravvento), con valore del coefficiente di pressione, determinato secondo il punto C3.3.8.1.3 tabella C3.3.V (coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento perpendicolare) della Circolare del 21 gennaio 2019 n. 7, «Istruzioni per l'applicazione Norme tecniche per le costruzioni».

L'inclinazione della falda pari a 26° :

$$c_{pe} = a/75 = 0,35$$

$$c_{pe} = -1.0 + (a+15)/75 = -0,45$$

Il carico positivo del vento sulla copertura sopravvento vale

$$q = 39 \times 1 \times 1 \times 1,79 \times 0,35 = 24 \text{ daN/m}^2$$

Il carico negativo del vento sulla copertura sopravvento vale

$$q = 39 \times 1 \times 1 \times 1,79 \times (-0,45) = -60 \text{ daN/m}^2$$

Nel calcolo, ai fini della verifica strutturale, non si terrà conto del carico negativo del vento.

VERIFICA TRAVE PRINCIPALE

Il peso della struttura portante del tetto (secondaria e tavolato) che grava sulla trave principale vale a metro quadrato, tenendo conto dell'interasse della struttura principale:

Interasse struttura principale $i_p = 2,30$ m

Peso Proprio trave principale $q_{tr} = 55,200$ daN/m

Terzere	q_{se}	=	$(b \times h \times g_{se}) / i_{se}$	=	$(0,14 \times 0,26 \times 600,00) / 1,00$	21,84	daN/ m ²
Tavolato	q_{tv}	=	$(h \times 1,00 \times g_{tv})$	=	$0,03 \times 1,00 \times 500,00$	15,00	daN/ m ²
Totale q_1						36,84	daN/

Carico perm. strutturale	G_{k1}	=	$q_{tr} + (q_1 \times i_{tr}) / \cos(\alpha)$	=	$55,20 + (36,84 \times 2,30) / 0,90$	=	149,35	daN/m
Carico perm. non strutturale	G_{k2}	=	$(q_2 \times i_{tr}) / \cos(\alpha)$	=	$76,00 \times 2,30 / 0,90$	=	194,22	daN/m
Sovraccarico d'uso	Q_{k1}	=	$(q_k \times i_{tr})$	=	$50,00 \times 2,30$	=	115,00	daN/m
Carico neve	Q_{k2}	=	$(q_s \times i)$	=	$172,40 \times 2,30$	=	396,52	daN/m
Carico vento	Q_{k3}	=	$(q_{w1} \times i_{tr}) / \cos^2(\alpha)$	=	$24,00 \times 2,30 / 0,90^2$	=	68,15	daN/m

Ai fini della verifica le azioni di calcolo agli stati limite ultimi i carichi gravitazionali si ricavano dalla seguente espressione:

$$F_d = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} \times [\sum (Q_{ki} \times Y_{2i})]$$

dove:

G_k = Valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_{k1} = Valore della azione variabile predominate

Q_{ki} = Valore delle azioni variabili

Y_{2i} = Valore dei coefficienti di combinazione

dove:

g_g = Coefficiente di maggiorazione per carichi permanenti = 1,30

g_{qi} = Coefficiente di maggiorazione per carichi variabili = 1,50

Il coefficiente di combinazione, che tiene in conto della probabilità che tutti i carichi agiscano contemporaneamente è fornito dalla tabella 2.5.I delle NTC.

Categoria	Y_{0j}	Y_{1j}	Y_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0

CARICO COMPLESSIVO SULLA TRAVE

Nel caso specifico abbiamo carichi di diversa durata, pertanto dobbiamo fare riferimento a quello con la durata più breve per la determinazione della classe di durata. Sono infatti le sollecitazioni più elevate a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni estreme sono presenti soltanto durante l'azione contemporanea di tutti i carichi previsti dalla combinazione considerata, che si verifica soltanto durante un lasso di tempo pari alla durata dell'azione di più breve durata fra quelle contenute nella combinazione considerata. La durata del carico influenza anche la resistenza del materiale per cui, a priori, non è possibile stabilire qual'è la situazione di carico più onerosa. Nelle calcolazioni seguenti il coefficiente di maggiorazione dei carichi permanenti non strutturali è assunto pari a 1,5.

Calcolo delle azioni

Combinazione I)

Durata del carico: Permanente

$$F_{dl,1} = 1,30 \times G_{k1} + 1,50 \times G_{k2}$$

$$F_{dl,1} = 1,30 \times 149,35 + 1,50 \times 194,21 = 485,47 \text{ daN/m}$$

$$F_{dl,1} = 485,47 \text{ daN/m}$$

Condizione II)

Durata del carico: breve (con carico d'esercizio dominate, neve e vento)

$$F_{dII,1} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,1} = 1,30 \times 149,350 + 1,50 \times 194,212 + 1,50 \times 115,000 + 1,50 \times 396,520 \times 0,5 + 1,50 \times 68,148 \times 0,6 = 1016,696 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: breve (con carico neve dominate, e vento)

$$F_{dII,2} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k2} + g_{q2} (Q_{k1} \times Y_{01} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,2} = 1,30 \times 149,350 + 1,50 \times 194,212 + 1,50 \times 396,520 + 1,50 \times 68,148 \times 0,6 = 1141,586 \text{ daN/m}$$

$$F_{dII} = 1141,586 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: Istantanea (con carico vento dominate, e neve)

$$F_{dII,3} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k3} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k1} \times Y_{01})$$

$$F_{dII,3} = 1,30 \times 149,350 + 1,50 \times 194,212 + 1,50 \times 68,148 + 1,50 \times 0,5 \times 396,520 = 885,085 \text{ daN/m}$$

$$F_{dIII} = 885,085 \text{ daN/m}$$

VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE INFLESSA ALLO SLU

Le caratteristiche di resistenza della trave sono:

Luce della campata 650,000 cm

$$W_y = 7053 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 3067 \text{ cm}^3$$

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$

Classe di durata del carico: Permanente

Valore del carico = 485,473 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,6$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 99,31 \text{ daN/cm}^2$

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 212,813 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 436,343 \text{ daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 230.443 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 112.392 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 32,67 \text{ daN/cm}^2$

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 36,65 \text{ daN/cm}^2$

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$32,67 / 99,31 + 0,7 \times 36,65 / 99,31 = 0,59 < 1$$

$$0,7 \times 32,67 / 99,31 + 36,65 / 99,31 = 0,6 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Breve durata

Valore del carico = 1141,586 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,9$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 148,97$ daN/cm²

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 500,428 \quad \text{daN/m}$$

$$Q_z = 1026,056 \quad \text{daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 541.886 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 264.288 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 76,83$ daN/cm²

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 86,18$ daN/cm²

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$76,83 / 148,97 + 0,7 \times 86,18 / 148,97 = 0,92 < 1$$

$$0,7 \times 76,83 / 148,97 + 86,18 / 148,97 = 0,94 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Istantanea

Valore del carico = 885,085 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 1,1$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 182,07$ daN/cm²

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 387,987 \quad \text{daN/m}$$

$$Q_z = 795,513 \quad \text{daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 420.131 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 204.906 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 59,56$ daN/cm²

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 66,82$ daN/cm²

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$59,56 / 182,07 + 0,7 \times 66,82 / 182,07 = 0,58 < 1$$

$$0,7 \times 59,56 / 182,07 + 66,82 / 182,07 = 0,6 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo, lungo l'asse principale della sezione y, si ottiene sotto la seconda combinazione dei carichi che fornisce:

$$F_d = 1141,586 \text{ daN}$$

$$V_y = Q_y \times L/2 = 1626,390 \quad \text{daN}$$

$$V_z = Q_z \times L/2 = 3334,683 \quad \text{daN}$$

Si calcolano le tensioni massime sollecitanti indotte dalle due componenti del taglio

$$t_y = 1,5 \times V_y / (b \times h) = 2,652 \quad \text{daN}$$

$$t_z = 1,5 \times V_z / (b \times h) = 5,437 \quad \text{daN}$$

$$\text{Resistenza caratteristica a taglio } f_{v,k} = 35,000 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$\text{Valore di calcolo della resistenza a taglio } f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{\text{mod}} / 1,45 = 26,55 \quad \text{daN/cm}^2$$

La tensione tangenziale massima assoluta si ottiene come radice quadrata delle somme dei quadrati delle tensioni parziali ottenute in direzione y e z.

$$t_d = (t_y^2 + t_z^2)^{0.5} = (2,652^2 + 5,437^2)^{0.5} = 6,049 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica deve risultare:

$$t_d / f_{v,d} \leq 1 = 6,049 / 26,552 = 0,228$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO SLE

Il calcolo della freccia massima è effettuato con la formula:

$$u = (5/384 \times q \times l^4 / (EI))$$

valida per travi semplicemente appoggiate. Allo stato limite di esercizio si controlla che l'abbassamento della trave sia minore di valori ritenuti ammissibili. Il primo passo si effettua controllando che l'abbassamento istantaneo sotto la combinazione dei carichi rara sia minore o uguale a $l/300$. Il secondo controllo verifica che l'abbassamento massimo finale (a lungo termine) indotto dalla combinazione dei carichi quasi permanente sia minore di $l/200$.

La procedura di calcolo adottata è quella semplificata e segue i seguenti passi:

1) Si calcola la deformazione istantanea W_{ist} sulla base della combinazione di carico cosiddetta rara:

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

2) Si calcola la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea W'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, moltiplicata per il coefficiente k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

La deformazione complessiva è pari alla somma delle due aliquote:

$$W_{fin} = W_{ist} + k_{def} \times W'_{ist}$$

Combinazioni di carico

Combinazione del carico: Quasi Permanente

Valori dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{21}	0 0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{22}	0
vento	Y_{23}	00

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

$$F_{qp} = 149,350 + 194,212 = 343,562 \text{ daN/m}$$

$$F_{qp} = 343,562 \text{ daN/m}$$

Condizione del carico: Rara)

I coefficienti di combinazione valgono:

Valore dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{01}	0,0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{02}	0,5
vento	Y_{03}	0,6

I coefficienti di combinazione valgono:

$$F_{rara,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + Y_{02} \times Q_{k2} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,1} = 149,350 + 194,212 + 115,000 + 0,5 \times 396,520 + 0,6 \times 68,148 = 697,711 \text{ daN}$$

Combinazione II) Carico neve dominante

$$F_{rara,2} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k2} + Y_{01} \times Q_{k1} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,2} = 149,350 + 194,212 + 396,520 + 115,000 + 0,6 \times 68,148 = 780,971 \text{ daN}$$

Combinazione III) Carico vento dominante

$$F_{rara,3} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k3} + Y_{12} \times Q_{k2} + Y_{21} \times Q_{k1}$$

$$F_{rara,3} = 149,350 + 194,212 + 68,148 + 0 \times 115,000 + 0,5 \times 396,520 = 609,970 \text{ daN}$$

$$F_{rara} = 780,971 \text{ daN/m}$$

Dati della sezione

Momento d'inerzia rispetto asse y: $I_y = 162.227 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia rispetto asse z: $I_z = 30.667 \text{ cm}^4$

Modulo elastico medio: $E = 115.000 \text{ daN/cm}^2$

Calcolo delle deformazioni

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico cosiddetta rara**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 342,348 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 701,936 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 2,256 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,875 \text{ cm}$

$$W_{\text{ist, rara}} = (W_{\text{rara},y}^2 + W_{\text{rara},z}^2)^{0.5} = (2,256^2 + 0,875^2)^{0.5} = 2,42 \text{ cm}$$

Il valore della freccia di confronto è di 2,167 cm. Risultando $W_{\text{ist}} > 1/300$ la trave non si ritiene verificata.

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico quasi permanente**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 150,604 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 308,793 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 0,993 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,385 \text{ cm}$

$$W'_{\text{ist, qp}} = (W_{\text{qp},y}^2 + W_{\text{qp},z}^2)^{0.5} = (0,993^2 + 0,385^2)^{0.5} = 1,065 \text{ cm}$$

Calcolo deformazione finale

La deformazione finale vale:

$$W_{\text{fin}} = W_{\text{ist,rara}} + k_{\text{def}} \times W'_{\text{ist, qp}}$$

$$W_{\text{fin}} = 2,420 + 0,8 \times 1,065 = \text{cm } 3,2720$$

Il valore della freccia di confronto risulta di 3,2500 cm. Risultando $W_{\text{fin}} > 1/200$ la trave non si ritiene verificata.

VERIFICA TRAVE SECONDARIA

I carichi gravanti sulla struttura secondaria per ogni metro quadrato, compreso il peso proprio, valgono:

Carico permanente strutturale	q_1	=	36,840	daN/m
Carico permanente non strutturale	q_2	=	76,000	daN/m
Sovraccarico d'uso	q_k	=	50,000	daN/m
Carico neve	q_s	=	172,400	daN/m
Carico vento	q_n	=	24,000	daN/m

I carichi gravanti ortogonalmente sulla singola trave secondaria, per metro di lunghezza, tenendo conto dell'interasse sono:

Interasse: 1,00 m

Carico permanente strutturale	G_{k1}	=	$q_1 \times i_{ts} / \cos(\alpha)$	=	$36,84 \times 1,00 \times 0,90$	=	33,156	daN/m
Carico permanente non strutturale	G_{k2}	=	$q_2 \times i_{ts} / \cos(\alpha)$	=	$76,00 \times 1,00 \times 0,90$	=	68,400	daN/m
Sovraccarico d'uso	Q_{k1}	=	$q_k \times i_{ts} / \cos^2(\alpha)$	=	$50,00 \times 1,00 \times 0,90$	=	40,500	daN/m
Carico neve	Q_{k2}	=	$q_s \times i_{ts} / \cos^2(\alpha)$	=	$172,40 \times 1,00 \times 0,90$	=	139,644	daN/m
Carico vento	Q_{k3}	=	$q_n \times i$	=	$24,00 \times 1,00$	=	24,000	daN/m

Lo schema strutturale dell'orditura secondaria è quello di trave continua su più appoggi, tutti equidistanti tra di loro. Si considera sia in mezzzeria che agli appoggi, operando in sicurezza, il valore massimo di momento come trave semplicemente appoggiata.

Ai fini della verifica le azioni di calcolo agli stati limite ultimi i carichi gravitazionali si ricavano dalla seguente espressione:

$$F_d = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} \times [\sum (Q_{ki} \times Y_{2i})]$$

dove:

G_k = Valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_{k1} = Valore della azione variabile predominate

Q_{ki} = Valore delle azioni variabili

Y_{2i} = Valore dei coefficienti di combinazione

dove:

g_g = Coefficiente di maggiorazione per carichi permanenti = 1,30

g_{qi} = Coefficiente di maggiorazione per carichi variabili = 1,50

Il coefficiente di combinazione, che tiene in conto della probabilità che tutti i carichi agiscano contemporaneamente è fornito dalla tabella 2.5.I delle NTC.

Categoria	Y_{0j}	Y_{1j}	Y_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0

CARICO COMPLESSIVO SULLA TRAVE

Nel caso specifico abbiamo carichi di diversa durata, pertanto dobbiamo fare riferimento a quello con la durata più breve per la determinazione della classe di durata. Sono infatti le sollecitazioni più elevate a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni estreme sono presenti soltanto durante l'azione contemporanea di tutti i carichi previsti dalla combinazione considerata, che si verifica soltanto durante un lasso di tempo pari alla durata dell'azione di più breve durata fra quelle contenute nella combinazione considerata. La durata del carico influenza anche la resistenza del materiale per cui, a priori, non è possibile stabilire qual'è la situazione di carico più onerosa. Nelle calcolazioni seguenti il coefficiente di maggiorazione dei carichi permanenti non strutturali è assunto pari a 1,5.

Calcolo delle azioni

Combinazione I)

Durata del carico: Permanente

$$F_{dl,1} = 1,30 \times G_{k1} + 1,50 \times G_{k2}$$

$$F_{dl,1} = 1,30 \times 33,16 + 1,50 \times 68,40 = 145,70 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dl,1} = 145,70 \text{ daN/m}}$$

Condizione II)

Durata del carico: breve (con carico d'esercizio dominate, neve e vento)

$$F_{dII,1} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,1} = 1,30 \times 33,156 + 1,50 \times 68,400 + \\ + 1,50 \times 40,500 + 1,50 \times 139,644 \times 0,5 + 1,50 \times 24,000 \times 0,6 = 332,786 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: breve (con carico neve dominate, e vento)

$$F_{dII,2} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k2} + g_{q2} (Q_{k1} \times Y_{01} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,2} = 1,30 \times 33,156 + 1,50 \times 68,400 + 1,50 \times 139,644 + 1,50 \times 24,000 \times 0,6 = 376,769 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dII} = 376,769 \text{ daN/m}}$$

Durata del carico: Istantanea (con carico vento dominate, e neve)

$$F_{dII,3} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k3} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k1} \times Y_{01})$$

$$F_{dII,3} = 1,30 \times 33,156 + 1,50 \times 68,400 + 1,50 \times 24,000 + 1,5 \times 0,5 \times 139,644 = 286,436 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dIII} = 286,436 \text{ daN/m}}$$

VERIFICA DELLA TRAVE SECONDARIA INFLESSA ALLO SLU

Le caratteristiche di resistenza della trave sono:

Luce della campata 255,556 cm

$$W_y = 1577 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 849 \text{ cm}^3$$

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$

Classe di durata del carico: Permanente

Valore del carico = 145,703 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,6$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 99,31 \text{ daN/cm}^2$

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 63,871 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 130,957 \text{ daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 10.691 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 5.214 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 6,78 \text{ daN/cm}^2$

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 6,14 \text{ daN/cm}^2$

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$6,78 / 99,31 + 0,7 \times 6,14 / 99,31 = 0,11 < 1$$

$$0,7 \times 6,78 / 99,31 + 6,14 / 99,31 = 0,11 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Breve durata

Valore del carico = 376,769 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,9$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 148,97$ daN/cm²

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 165,161 \quad \text{daN/m}$$

$$Q_z = 338,639 \quad \text{daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 27.645 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 13.483 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 17,53$ daN/cm²

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 15,87$ daN/cm²

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$17,53 / 148,97 + 0,7 \times 15,87 / 148,97 = 0,19 < 1$$

$$0,7 \times 17,53 / 148,97 + 15,87 / 148,97 = 0,19 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Istantanea

Valore del carico = 286,436 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 1,1$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,45 = 182,07 \text{ daN/cm}^2$

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 125,562 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 257,448 \text{ daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 21.017 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 10.250 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 13,32 \text{ daN/cm}^2$

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 12,07 \text{ daN/cm}^2$

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$13,32 / 182,07 + 0,7 \times 12,07 / 182,07 = 0,12 < 1$$

$$0,7 \times 13,32 / 182,07 + 12,07 / 182,07 = 0,12 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo, lungo l'asse principale della sezione y, si ottiene sotto la seconda combinazione dei carichi che fornisce:

$$F_d = 376,769 \text{ daN}$$

$$V_y = Q_y \times L/2 = 211,039 \text{ daN}$$

$$V_z = Q_z \times L/2 = 432,706 \text{ daN}$$

Si calcolano le tensioni massime sollecitanti indotte dalle due componenti del taglio

$$t_y = 1,5 \times V_y / (b \times h) = 0,870 \text{ daN}$$

$$t_z = 1,5 \times V_z / (b \times h) = 1,783 \text{ daN}$$

$$\text{Resistenza caratteristica a taglio } f_{v,k} = 35,000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Valore di calcolo della resistenza a taglio } f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{mod} / 1,45 = 26,55 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione tangenziale massima assoluta si ottiene come radice quadrata delle somme dei quadrati delle tensioni parziali ottenute in direzione y e z.

$$t_d = (t_y^2 + t_z^2)^{0.5} = (0,870^2 + 1,783^2)^{0.5} = 1,984 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica deve risultare:

$$t_d / f_{v,d} \leq 1 = 1,984 / 26,552 = 0,075$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO SLE

Il calcolo della freccia massima è effettuato con la formula:

$$u = (5/384 \times q \times l^4 / (EI))$$

valida per travi semplicemente appoggiate. Allo stato limite di esercizio si controlla che l'abbassamento della trave sia minore di valori ritenuti ammissibili. Il primo passo si effettua controllando che l'abbassamento istantaneo sotto la combinazione dei carichi rara sia minore o uguale a $l/300$. Il secondo controllo verifica che l'abbassamento massimo finale (a lungo termine) indotto dalla combinazione dei carichi quasi permanente sia minore di $l/200$.

La procedura di calcolo adottata è quella semplificata e segue i seguenti passi:

1) Si calcola la deformazione istantanea W_{ist} sulla base della combinazione di carico cosiddetta rara:

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

2) Si calcola la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea W'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, moltiplicata per il coefficiente k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

La deformazione complessiva è pari alla somma delle due aliquote:

$$W_{fin} = W_{ist} + k_{def} \times W'_{ist}$$

Combinazioni di carico

Combinazione del carico: Quasi Permanente

Valori dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{21}	0 0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{22}	0
vento	Y_{23}	00

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

$$F_{qp} = 33,156 + 68,400 = 101,556 \text{ daN/m}$$

$$F_{qp} = 101,556 \text{ daN/m}$$

Condizione del carico: Rara)

I coefficienti di combinazione valgono:

Valore dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{01}	0,0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{02}	0,5
vento	Y_{03}	0,6

I coefficienti di combinazione valgono:

$$F_{rara,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + Y_{02} \times Q_{k2} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,1} = 33,156 + 68,400 + 40,500 + 0,5 \times 139,644 + 0,6 \times 24,000 = 226,278 \text{ daN}$$

Combinazione II) Carico neve dominante

$$F_{rara,2} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k2} + Y_{01} \times Q_{k1} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,2} = 33,156 + 68,400 + 139,644 \times 0,5 + 0,6 \times 24,000 = 255,600 \text{ daN}$$

Combinazione III) Carico vento dominante

$$F_{rara,3} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k3} + Y_{12} \times Q_{k2} + Y_{21} \times Q_{k1}$$

$$F_{rara,3} = 33,156 + 68,400 + 24,000 + 0 \times 40,500 + 0,5 \times 139,644 = 195,378 \text{ daN}$$

$$F_{rara} = 255,600 \text{ daN/m}$$

Dati della sezione

Momento d'inerzia rispetto asse y: $I_y = 20.505 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia rispetto asse z: $I_z = 5.945 \text{ cm}^4$

Modulo elastico medio: $E = 115.000 \text{ daN/cm}^2$

Calcolo delle deformazioni

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico cosiddetta rara**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 112,045 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 229,733 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 0,091 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,054 \text{ cm}$

$$W_{\text{ist, rara}} = (W_{\text{rara},y}^2 + W_{\text{rara},z}^2)^{0.5} = (0,091^2 + 0,054^2)^{0.5} = 0,106 \text{ cm}$$

Il valore della freccia di confronto è di 0,852 cm. Risultando $W_{\text{ist}} < l/300$ la trave si ritiene verificata.

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico quasi permanente**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 44,518 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 91,278 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 0,036 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,021 \text{ cm}$

$$W'_{\text{ist, qp}} = (W_{\text{qp},y}^2 + W_{\text{qp},z}^2)^{0.5} = (0,036^2 + 0,021^2)^{0.5} = 0,042 \text{ cm}$$

Calcolo deformazione finale

La deformazione finale vale:

$$W_{\text{fin}} = W_{\text{ist,rara}} + k_{\text{def}} \times W'_{\text{ist, qp}}$$

$$W_{\text{fin}} = 0,106 + 0,8 \times 0,042 = \text{cm } 0,1396$$

Il valore della freccia di confronto risulta di 1,2778 cm. Risultando $W_{\text{fin}} < l/200$ la trave si ritiene verificata.

VERIFICA TAVOLATO

I carichi gravanti sul tavolato, compreso il peso proprio, per ogni metro quadrato valgono:

Carico permanente strutturale	q_1	=	15,000	daN/m
Carico permanente non strutturale	q_2	=	76,000	daN/m
Sovraccarico d'uso	q_k	=	50,000	daN/m
Carico neve	q_s	=	172,400	daN/m
Carico vento	q_n	=	24,000	daN/m

I carichi gravanti sulla singola tavola, per metro di lunghezza, tenendo conto della larghezza della tavola sono:

Larghezza tavola: 0,20 m

Carico perm. strutturale	G_{k1}	=	$q_{tr}+(q_1 \times i_{tr})/\cos(\alpha)$	=	$15,00+(0,00 \times 0,20)/0,90$	=	15,00	daN/m
Carico perm. non strutturale	G_{k2}	=	$(q_2 \times i_{tr})/\cos(\alpha)$	=	$76,00 \times 0,20/0,90$	=	16,89	daN/m
Sovraccarico d'uso	Q_{k1}	=	$(q_k \times i_{tr})$	=	$50,00 \times 0,20$	=	10,00	daN/m
Carico neve	Q_{k2}	=	$(q_s \times i)$	=	$172,40 \times 0,20$	=	34,48	daN/m
Carico vento	Q_{k3}	=	$(q_{w1} \times i_{tr})/\cos^2(\alpha)$	=	$24,00 \times 0,20/0,90^2$	=	5,93	daN/m

Ai fini della verifica le azioni di calcolo agli stati limite ultimi i carichi gravitazionali si ricavano dalla seguente espressione:

$$F_d = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} \times [\sum (Q_{ki} \times Y_{2i})]$$

dove:

G_k = Valore caratteristico dei carichi permanenti

Q_{k1} = Valore della azione variabile predominate

Q_{ki} = Valore delle azioni variabili

Y_{2i} = Valore dei coefficienti di combinazione

dove:

g_g = Coefficiente di maggiorazione per carichi permanenti = 1,30

g_{qi} = Coefficiente di maggiorazione per carichi variabili = 1,50

Il coefficiente di combinazione, che tiene in conto della probabilità che tutti i carichi agiscano contemporaneamente è fornito dalla tabella 2.5.I delle NTC.

Categoria	Y_{0j}	Y_{1j}	Y_{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0

CARICO COMPLESSIVO SULLA TRAVE

Nel caso specifico abbiamo carichi di diversa durata, pertanto dobbiamo fare riferimento a quello con la durata più breve per la determinazione della classe di durata. Sono infatti le sollecitazioni più elevate a causare il danneggiamento e quindi la rottura del materiale: queste sollecitazioni estreme sono presenti soltanto durante l'azione contemporanea di tutti i carichi previsti dalla combinazione considerata, che si verifica soltanto durante un lasso di tempo pari alla durata dell'azione di più breve durata fra quelle contenute nella combinazione considerata. La durata del carico influenza anche la resistenza del materiale per cui, a priori, non è possibile stabilire qual'è la situazione di carico più onerosa. Nelle calcolazioni seguenti il coefficiente di maggiorazione dei carichi permanenti non strutturali è assunto pari a 1,5.

Calcolo delle azioni

Combinazione I)

Durata del carico: Permanente

$$F_{dI,1} = 1,30 \times G_{k1} + 1,50 \times G_{k2}$$

$$F_{dI,1} = 1,30 \times 15,00 + 1,50 \times 16,89 = 44,83 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dI,1} = 44,83 \text{ daN/m}}$$

Condizione II)

Durata del carico: breve (con carico d'esercizio dominate, neve e vento)

$$F_{dII,1} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,1} = 1,30 \times 15,000 + 1,50 \times 16,888 + \\ + 1,50 \times 10,000 + 1,50 \times 34,480 \times 0,5 + 1,50 \times 5,926 \times 0,6 = 91,025 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: breve (con carico neve dominate, e vento)

$$F_{dII,2} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k2} + g_{q2} (Q_{k1} \times Y_{01} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,2} = 1,30 \times 15,000 + 1,50 \times 16,888 + 1,50 \times 34,480 + 1,50 \times 5,926 \times 0,6 = 101,885 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dII} = 101,885 \text{ daN/m}}$$

Durata del carico: Istantanea (con carico vento dominate, e neve)

$$F_{dII,3} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k3} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k1} \times Y_{01})$$

$$F_{dII,3} = 1,30 \times 15,000 + 1,50 \times 16,888 + 1,50 \times 5,926 + 1,50 \times 0,5 \times 34,480 = 79,581 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{F_{dIII} = 79,581 \text{ daN/m}}$$

VERIFICA DEL TAVOLATO INFLESSO ALLO SLU

Le caratteristiche di resistenza della trave sono:

Luce della campata 100,000 cm

$$W_y = 30 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 200 \text{ cm}^3$$

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 140 \text{ daN/cm}^2$

Classe di durata del carico: Permanente

Valore del carico = 44,832 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,6$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,5 = 56 \text{ daN/cm}^2$

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 19,653 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 40,295 \text{ daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 504 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 246 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 16,79 \text{ daN/cm}^2$

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 1,23 \text{ daN/cm}^2$

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$16,79 / 56 + 0,7 \times 1,23 / 56 = 0,32 < 1$$

$$0,7 \times 16,79 / 56 + 1,23 / 56 = 0,23 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Breve durata

Valore del carico = 101,885 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 0,9$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,5 = 84 \text{ daN/cm}^2$

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 44,663 \text{ daN/m}$$

$$Q_z = 91,574 \text{ daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 1.145 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 558 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 38,16 \text{ daN/cm}^2$

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 2,79 \text{ daN/cm}^2$

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$38,16 / 84 + 0,7 \times 2,79 / 84 = 0,48 < 1$$

$$0,7 \times 38,16 / 84 + 2,79 / 84 = 0,35 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

Classe di durata del carico: Istantanea

Valore del carico = 79,581 daN/m

Classe di servizio: 2

Coefficiente correttivo $K_{mod} = 1,1$

Valore di calcolo a snervamento $f_{myd} = f_{m,k} \times k_{mod} / 1,5 = 102,67$ daN/cm²

La trave è soggetta a flessione deviata nelle due direzioni principali y e z. I carichi nelle due direzioni valgono:

$$Q_y = 34,885 \quad \text{daN/m}$$

$$Q_z = 71,527 \quad \text{daN/m}$$

Essendo le travi semplicemente appoggiate agli estremi si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazioni:

$$M_{qy} = q_z \times l^2 / 8 = 894 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{qz} = q_y \times l^2 / 8 = 436 \quad \text{daN} \cdot \text{cm}$$

La tensione provocata da Q_y vale: $s_{m,y,d} = M_y / W_z = 29,8$ daN/cm²

La tensione provocata da Q_z vale: $s_{m,z,d} = M_z / W_y = 2,18$ daN/cm²

Devono essere rispettate entrambe le seguenti condizioni:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m \times s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

$$K_m \times s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} < 1$$

risultando:

$$29,8 / 102,67 + 0,7 \times 2,18 / 102,67 = 0,31 < 1$$

$$0,7 \times 29,8 / 102,67 + 2,18 / 102,67 = 0,22 < 1$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO

Il taglio massimo, lungo l'asse principale della sezione y, si ottiene sotto la seconda combinazione dei carichi che fornisce:

$$F_d = 101,885 \text{ daN}$$

$$V_y = Q_y \times L/2 = 22,331 \text{ daN}$$

$$V_z = Q_z \times L/2 = 45,787 \text{ daN}$$

Si calcolano le tensioni massime sollecitanti indotte dalle due componenti del taglio

$$t_y = 1,5 \times V_y / (b \times h) = 0,558 \text{ daN}$$

$$t_z = 1,5 \times V_z / (b \times h) = 1,145 \text{ daN}$$

$$\text{Resistenza caratteristica a taglio } f_{v,k} = 30,000 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Valore di calcolo della resistenza a taglio } f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{mod} / 1,5 = 22 \text{ daN/cm}^2$$

La tensione tangenziale massima assoluta si ottiene come radice quadrata delle somme dei quadrati delle tensioni parziali ottenute in direzione y e z.

$$t_d = (t_y^2 + t_z^2)^{0,5} = (0,558^2 + 1,145^2)^{0,5} = 1,274 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica deve risultare:

$$t_d / f_{v,d} \leq 1 = 1,274 / 22,000 = 0,058$$

LA SEZIONE E' VERIFICATA

VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO SLE

Il calcolo della freccia massima è effettuato con la formula:

$$u = (5/384 \times q \times l^4 / (EI))$$

valida per travi semplicemente appoggiate. Allo stato limite di esercizio si controlla che l'abbassamento della trave sia minore di valori ritenuti ammissibili. Il primo passo si effettua controllando che l'abbassamento istantaneo sotto la combinazione dei carichi rara sia minore o uguale a $l/300$. Il secondo controllo verifica che l'abbassamento massimo finale (a lungo termine) indotto dalla combinazione dei carichi quasi permanente sia minore di $l/200$.

La procedura di calcolo adottata è quella semplificata e segue i seguenti passi:

1) Si calcola la deformazione istantanea W_{ist} sulla base della combinazione di carico cosiddetta rara:

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

2) Si calcola la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea W'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, moltiplicata per il coefficiente k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

La deformazione complessiva è pari alla somma delle due aliquote:

$$W_{fin} = W_{ist} + k_{def} \times W'_{ist}$$

Combinazioni di carico

Combinazione del carico: Quasi Permanente

Valori dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{21}	0 0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{22}	0
vento	Y_{23}	00

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

$$F_{qp} = 15,000 + 16,888 = 31,888 \text{ daN/m}$$

$$F_{qp} = 31,888 \text{ daN/m}$$

Condizione del carico: Rara)

I coefficienti di combinazione valgono:

Valore dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{01}	0,0
neve per $h > 1000$ m s.l.m.	Y_{02}	0,5
vento	Y_{03}	0,6

I coefficienti di combinazione valgono:

$$F_{rara,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + Y_{02} \times Q_{k2} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,1} = 15,000 + 16,888 + 10,000 + 0,5 \times 34,480 + 0,6 \times 5,926 = 62,684 \text{ daN}$$

Combinazione II) Carico neve dominante

$$F_{rara,2} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k2} + Y_{01} \times Q_{k1} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,2} = 15,000 + 16,888 + 34,480 \times 10,000 + 0,6 \times 5,926 = 69,924 \text{ daN}$$

Combinazione III) Carico vento dominante

$$F_{rara,3} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k3} + Y_{12} \times Q_{k2} + Y_{21} \times Q_{k1}$$

$$F_{rara,3} = 15,000 + 16,888 + 5,926 + 0 \times 10,000 + 0,5 \times 34,480 = 55,054 \text{ daN}$$

$$F_{rara} = 69,924 \text{ daN/m}$$

Dati della sezione

Momento d'inerzia rispetto asse y: $I_y = 45 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia rispetto asse z: $I_z = 2.000 \text{ cm}^4$

Modulo elastico medio: $E = 70.000 \text{ daN/cm}^2$

Calcolo delle deformazioni

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico cosiddetta rara**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 30,652 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 62,847 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 0,003 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,260 \text{ cm}$

$$W_{\text{ist, rara}} = (W_{\text{rara},y}^2 + W_{\text{rara},z}^2)^{0.5} = (0,003^2 + 0,260^2)^{0.5} = 0,26 \text{ cm}$$

Il valore della freccia di confronto è di 0,333 cm. Risultando $W_{\text{ist}} < l/300$ la trave si ritiene verificata.

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico quasi permanente**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 13,978 \text{ daN/m}$

Valore del carico lungo l'asse z: $Q_z = 28,661 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{\text{rara},y} = 0,001 \text{ cm}$

Valore della deformazione lungo l'asse z: $W_{\text{rara},z} = 0,118 \text{ cm}$

$$W'_{\text{ist, qp}} = (W_{\text{qp},y}^2 + W_{\text{qp},z}^2)^{0.5} = (0,001^2 + 0,118^2)^{0.5} = 0,118 \text{ cm}$$

Calcolo deformazione finale

La deformazione finale vale:

$$W_{\text{fin}} = W_{\text{ist,rara}} + k_{\text{def}} \times W'_{\text{ist, qp}}$$

$$W_{\text{fin}} = 0,260 + 0,8 \times 0,118 = \text{cm } 0,3544$$

Il valore della freccia di confronto risulta di 0,5000 cm. Risultando $W_{\text{fin}} < l/200$ la trave si ritiene verificata.

PIANO DI MANUTENZIONE

Il legno è uno dei materiali più durevoli, ma soggetto a deterioramento causato dal decadimento naturale, dall'attacco di insetti e muffe o da danni meccanici. Le opere in legno sono consegnate in cantiere già protette con una mano di vernice impregnante, data a pennello. Il trattamento in genere garantisce la totale protezione del legno da muffe e funghi. Per mantenere la vita utile delle strutture in legno nei parametri progettuali, bisogna adottare piccoli accorgimenti per proteggerle. Occorre allora programmare degli interventi periodici per mantenerlo o riabilitarlo in modo da tenerlo in una condizione che garantisca prestazioni e durata ottimali. Idonei programmi di manutenzione riducono la frequenza e il costo delle riparazioni. L'obiettivo non è solo quello di riparare le carenze esistenti, ma anche di adottare misure correttive per prevenire o ridurre i problemi futuri. L'ispezione e il controllo sono facilitati dal fatto che le strutture in legno vengono quasi sempre lasciate a vista. La manutenzione regolare è la migliore soluzione per garantire una lunga vita di servizio alle strutture. Il tetto rappresenta la chiusura verso l'alto dell'edificio. Dal punto di vista strutturale il tetto deve assolvere la funzioni di: sostegno del peso proprio e dei carichi accidentali; scaricare i carichi portati alle pareti perimetrali. Nel caso specifico si tratta di tetto realizzato in travi in legno, sovrastruttura in legno e tegole. La tipologia e le caratteristiche specifiche dei solai facenti parte dell'opera sono indicate negli elaborati progettuali.

MANUTENZIONE PROGRAMMATA

Con la dizione manutenzione programmata si intendono, generalmente, gli interventi di:

Pulitura;
Rigenerazione;
Ripristino;
Rinnovo;
Riparazioni.

PULITURA

La pulizia della parte superficiale delle strutture lignee ha lo scopo di rimuovere i depositi di sporco, che potrebbero corrodere lo strato di vernice diminuendone quindi la protezione. Bisogna avere cura di pulire le strutture senza danneggiare la pellicola di vernice, utilizzando, eventualmente, acqua miscelata con un detergente neutro. Con cadenza annuale va effettuata la pulizia dei canali di gronda ed il controllo visivo del manto di copertura. In questa fase si procede a controllare il serraggio degli eventuali bulloni.

RIGENERO

Nel caso in cui ad un controllo visivo la vernice esterna appare anche in parte consumata, si provvederà ad applicare un prodotto rigenerante, dopo aver provveduto alla pulitura della struttura. E' consigliabile eseguire questo trattamento una volta ogni quattro anni.

RIPRISTINO

Quando nelle travi del tetto fossero presenti piccole crepe, causate da scalfitture accidentali, occorre intervenire immediatamente, applicando una finitura specifica per manutenzione.

RINNOVO

Con questa fase si toglie lo strato di vernice esterna, senza togliere il colore, e si procede ad una

nuova verniciatura.

RIPARAZIONI

Le riparazione si effettuano quando è necessario rinforzare gli elementi strutturale esistenti con componenti aggiuntivi.

Il ripristino o l'aumento delle sezioni resistenti si effettua con l'aggiunta di altro materiale per rafforzare gli elementi esistenti. Si utilizzano, generalmente, altri elementi in legno o delle lastre di acciaio. Il ripristino si effettua nelle sezioni dove sono evidenti le fenditure e le lesioni. Questo sistema può essere adoperato anche per impedire che eventuali lesioni si allarghino o si propaghino al resto della trave. In taluni casi sarà possibile effettuare piccole riparazioni con resine epossidiche. Quando si vuole migliorare la ripartizione dei carichi è possibile effettuare l'irrigidimento della struttura con delle barre di acciaio o di legno collocate trasversalmente alle travi del tetto.

In caso di elemento strutturale completamente degradato si potrà procedere ad una sua sostituzione.

Tabella Riassuntiva e Tempistica Interventi

Elemento dell'edificio	Azione manutentiva	Frequenza
falde del tetto	ispezione falde	dopo eventi atmosferici forti
tegole o rivestimenti	ispezione su spaccature	due volte all'anno
travi di legno	ispezione visiva	quattro volte all'anno
grondaie e pluviali	ispezione visiva	una volta l'anno
connettori	controllo serraggio	ogni quattro anni