

ING. CLAUDIO BALDUCCI TEL. 3490564277
VIA EMILIA N°21 SILLANO GIUNCUGNANO (LU)

COMUNE DI SILLANO GIUNCUGNANO

PROVINCIA DI LUCCA

**PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA:
RIFACIMENTO SOLAIO DI COPERTURA SEDE
COMUNALE DI MAGLIANO**

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

N°

A8

IL TECNICO: ING. CLAUDIO BALDUCCI

VIA EMILIA N°21

SILLANO GIUNCUGNANO (LU)

DATA:

DICEMBRE 2015

AGGIORNAMENTO:

GENNAIO 2016

TIMBRO E FIRME

RELAZIONE DI CALCOLO

Sommario

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	3
4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
5. CRITERI DI VERIFICA	4
6. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	4
7. ANALISI DEI CARICHI.....	5
7.1. CARICO NEVE.....	5
7.1.1. NEVE AGGETTANTE DAL BORDO DI UNA COPERTURA.....	8
7.2. CARICO VENTO	8
8. CARICHI PERMANENTI STATO ATTUALE	13
9. CARICHI PERMANENTI STATO MODIFICATO	14
10. DICHIARAZIONE INTERVENTO LOCALE	14
11. VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA	15
11.1. TAVOLATO	15
11.2. TRAVICELLI.....	19
11.3 TRAVICELLI (VERIFICA IN GRONDA)	23
11.4. TRAVI PRINCIPALI	27
11.4. ELEMENTI INCLINATI.....	31
12. COLLEGAMENTI.....	35
12.1. ELEMENTO INCLINATO – CORDOLO.....	35
12.2. TRAVI PRINCIPALI – ELEMENTI INCLINATI.....	37
12.3. TRAVICELLI – TRAVI PRINCIPALI.....	39

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto la verifica dell'intervento locale riferito al rifacimento del solaio di copertura, danneggiato dall'evento sismico del 21/06/2013.

La copertura ha una pianta rettangolare di dimensioni 9.40 x 12 m ed è a padiglione. Allo stato attuale si compone di:

- Elementi inclinati di falda che appoggiano sulle murature,
- Orditura principale di travi in legno,
- Travicelli in legno,
- Pianellato in laterizio,
- Soletta in c.a. di spessore 5 cm e armata con D 6 /20 cm,
- Guaina impermeabilizzante e manto di copertura in elementi in laterizio.

Il solaio in legno è realizzato in legno massiccio di castagno.

Allo stato modificato, il solaio viene mantenuto in legno, con l'unica eccezione è la demolizione della soletta in c.a., che non essendo collegata alla sottostante orditura lignea, non contribuisce alla sezione resistente di quest'ultima, ma ne rappresenta un peso aggiunto. La mancanza di tale collegamento non consente di considerare il solaio come infinitamente rigido, ma continua ad essere deformabile nel proprio piano.

Nel dettaglio allo stato di progetto il solaio viene così previsto:

- Posa in opera di elementi inclinati di sezione (b x h) 24 x 40 cm, in legno lamellare di classe GL 24 c,
- Posa in opera di travi di sezione (b x h) 20 x 24 cm, in legno lamellare di classe GL 24 c,
- Posa in opera di travicelli in legno massiccio C 24 e sezione (b x h) 10 x 12 cm,
- Posa in opera di tavolato in legno massiccio di spessore 3 cm,

A completare il pacchetto vengono posti a seguire: barriera a vapore, isolamento termico, guaina impermeabilizzante traspirante e manto di copertura in elementi in laterizio.

Allo stato attuale è presente un cordolo in c.a. di altezza limitata in cui al loro interno sono inseriti gli elementi inclinati.

Allo stato modificato viene demolito il cordolo esistente e realizzato un nuovo cordolo in c.a. di altezza massima di 25 cm, sempre armato con 4 D 16, come ferri longitudinali e staffe D 8 /25 cm. Viene innalzato di 20 cm la quota di imposta dei travicelli, poiché gli elementi inclinati vengono ancorati sopra il cordolo, con piastre in acciaio (invece che dentro).

Tenendo di conto dell'isolamento termico del tetto, la spraelevazione totale della copertura risulta di 28 cm.

Nel corso dell'evento sismico, il solaio ha subito uno stato di danneggiamento localizzato dovuto a scorrimento di orditure secondarie, rotture di mezzane, fessure localizzate sulle murature agli appoggi delle travi.

Per maggiori dettagli si rinvia alla lettura degli elaborati grafici allegati.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nel seguente elenco sono riportate le norme di riferimento secondo le quali sono state condotte le fasi di calcolo e verifica degli elementi strutturali:

- **O.P.C.M 20 Marzo 2003 n. 3274** *Primi elementi in materia di criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica (relativamente alla zonizzazione),*
- **L.R. 3 Gennaio 2005 n. 1** *Norme per il Governo del Territorio,*
- **D.M. 14.01.2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)**, nel seguito denominate NT (norme tecniche),
- **Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 Nuova circolare delle norme tecniche per le costruzioni;**

3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con precisato livello di sicurezza (definito in termini probabilistici).

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- **sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)** (capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera);
- **sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)** (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio);
- **robustezza nei confronti di azioni eccezionali** (capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti).
- **durabilità** (definita come conservazione nel tempo delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture).

Nel nostro caso la struttura oggetto delle analisi prevede un normale affollamento, non possiede caratteristiche di pericolosità per l'ambiente o funzione pubbliche e sociali essenziali. Per la stessa si stima pertanto una **vita utile di 50 anni**, corrispondente a un periodo di ritorno dei fenomeni naturali di **475 anni**.

Sulla base di queste ipotesi l'edificio è inquadrabile in **classe II**.

4. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100) 50 - 100 anni
Vita nominale(anni)	50.0
Classe d'uso	Classe II
Coefficiente d'uso	1
Periodo di riferimento(anni)	50.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=50
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=475

5. CRITERI DI VERIFICA

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte dal progettista seguendo dettami della scienza e tecnica delle costruzioni, eseguendo le attività di progetto a regola d'arte e nel rispetto della normativa vigente.

Al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato, rispettando le prescrizioni previste dalle normative in precedenza elencate, il **metodo agli stati limite** per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello.

Nella fattispecie si è considerato:

STATO LIMITE ULTIMO (SLU): lo stato per cui si perviene a collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio e dissesti gravi, causati da deformazioni eccessive, dal raggiungimento della massima capacità di resistenza per parti della struttura o nel suo insieme, dalla rottura per instabilità degli elementi, ovvero lo stato che può compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): lo stato per cui si giunge alla perdita di una particolare funzionalità, condizionando la prestazione dell'opera a causa di danneggiamenti locali, eccessive deformazioni che limitino l'efficienza della costruzione, di impianti o elementi non strutturali.

6. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Vedi "Relazione sui materiali" allegata alla presente.

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1. CARICO NEVE

- Località: Zona: **II**
Località: **Magliano**
Comune: **Sillano Giuncugnano**
Provincia: **Lucca**
- Quota altimetrica (a_s) = **850 m.s.l.m.**
- Pendenza copertura (α) = **21°**

Il carico della neve viene calcolato mediante la seguente formula :

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

dove :

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

μ_i è il coefficiente di forma

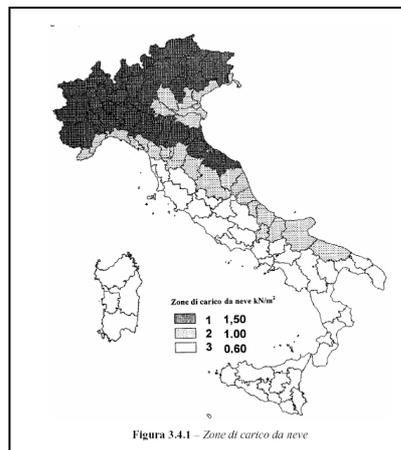
C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Carico Neve al suolo (q_{sk})

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Il territorio Italiano è stato diviso in quattro zone secondo lo schema seguente :



Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, **Lucca**, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Coefficiente di esposizione (C_E)

Il coefficiente di esposizione C_E viene fornito nella seguente tabella :

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
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.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente termico (C_t)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Coefficiente di forma (μ_i)

I valori da utilizzare per il coefficiente di forma per il carico neve sono quelli riportati nelle tabelle di cui appresso ove viene riportato l'angolo α espresso in gradi sessagesimali.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

DATI GENERALI

Zona		II
Quota altimetrica s.l.m.	Mt.	850
Falde della copertura	n.	2
Angolo falda n. 1	α_1 (°)	21
Angolo falda n. 2	α_2 (°)	21

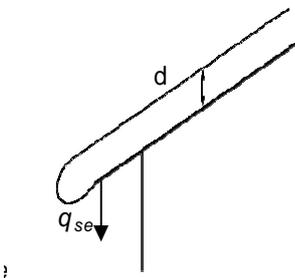
COEFFICIENTI		
Carico neve al suolo	q_{sk} (daN/m ²)	350
Coefficiente di forma	μ_i	0.80
Coefficiente di esposizione	C_e	1.00
Coefficiente termico	C_t	1.00

CARICO DELLA NEVE

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 280.00 \text{ daN/m}^2$$

7.1.1. NEVE AGGETTANTE DAL BORDO DI UNA COPERTURA

In località posta a quota superiore a 800 m sul livello del mare, nella verifica delle parti di copertura a sbalzo sulle murature di facciata si dovrà considerare l'azione della neve sospesa oltre il bordo della copertura, sommato al carico agente su quella parte di tetto, secondo il suddetto schema:



Se=	1.572 KN	Carico conc. Neve per sospensione
i=	0.60 m	Interasse
k=	1	
γ =	3 KN/mc	Peso specifico neve
qs=	2.80 KN/mq	Carico neve su copertura
qse=	2.62 KN//m	Carico neve per unità di lunghezza per sospensione

7.2. CARICO VENTO

Località: **Magliano**
 Comune: **Sillano Giuncugnano**

Provincia: **Lucca**

Quota altimetrica (as) = **850 m.s.l.m.**

Pendenza falda (α°) = **21°**

La pressione del vento è data dalla seguente formula :

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(z)^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot [c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)]^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot c_e(z) \cdot [v_R(T_R)]^2$$

nella quale ρ è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a 1,25 kg/m³, e $c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione delle pressioni che risulta pari al quadrato di quello delle velocità: $c_e(z) = c_{ev}(z)^2$, mentre $v_R(T_R)$ indica la velocità di riferimento riferita ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

VELOCITA' DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_{ref} è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) && \text{per } a_s > a_0 \end{aligned}$$

dove :

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella sottostante e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite nella figura che segue; a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

PERIODI DI RITORNO

Coerentemente con quanto previsto dal Testo Unico sulle norme tecniche per le costruzioni, il Progettista adotta per le strutture di Classe 1 e 2 valori della velocità di riferimento del vento associati ai diversi periodi di ritorno richiesti, in ogni caso non inferiori a 50 anni.

In assenza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento $v_r(T_r)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_r data dall'espressione

$$v_r(T_r) = \alpha_r(T_r) \cdot v_{ref}$$

dove :

v_{ref} è la velocità di riferimento del vento associata ad un intervallo di ritorno di 50 anni definita al punto 5.3.1

α_r è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_r = \left\{ \frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln 0,98]} \right\}^n$$

dove :

K_1 , n sono parametri che possono essere assunti rispettivamente pari a 0,2 e 0,5;

p è la probabilità annuale di eccedenza della velocità del vento, ovvero $1/T_r$

In questo modo :

per $T_r = 500$ anni, $\alpha_r = 1.122$

per $T_r = 1000$ anni, $\alpha_r = 1.156$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il valore della velocità di riferimento del vento va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e dell'altezza dal suolo dei componenti della stessa.

Per altezze sul suolo non superiori a 200 m, oltre le quali è necessario sviluppare e documentare

studi specifici, occorre calcolare la velocità di picco del vento.

La Velocità di picco del vento $v_p(z)$, tiene conto degli incrementi di velocità relativi a fenomeni di raffica, e si usa per la determinazione della pressione cinetica di picco dalla quale sono calcolate le sollecitazioni statiche equivalenti.

$$v_p(z) = c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)$$

dove il coefficiente di esposizione per le velocità c_{ev} è fornito dall'espressione :

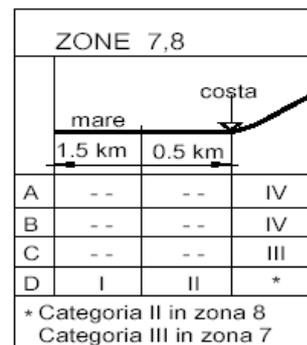
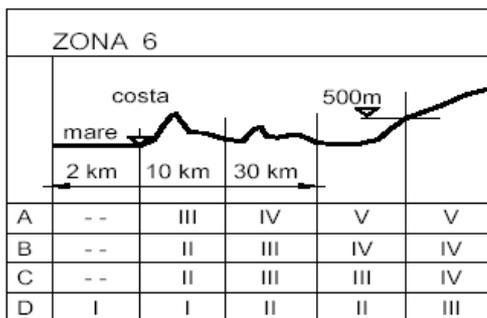
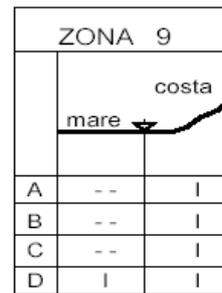
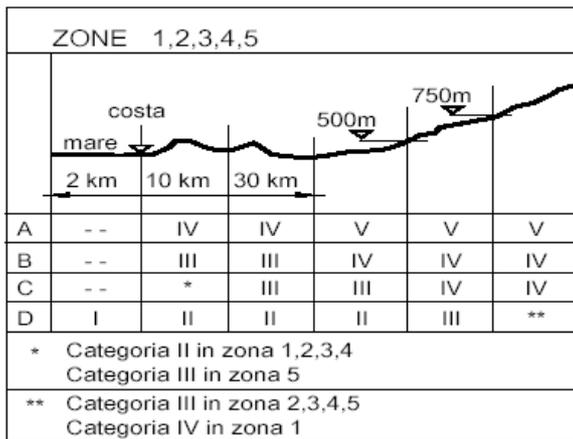
$$c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_t \cdot \alpha(z) \cdot [7 + c_t \cdot \alpha(z)]} \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

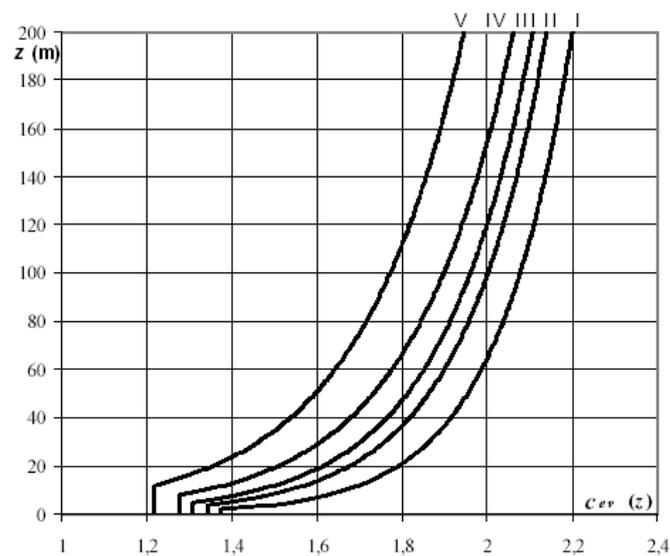
Per il calcolo del coefficiente k_r si fa riferimento alla seguente tabella :

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità e topografia del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita nella tabella che segue. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.



Definizione delle categorie di esposizione I, II, III, IV e V, in funzione delle regioni individuate nella macrozonazione



Variabilità con altezza e categoria del coefficiente di esposizione delle velocità C_{ev} quando $ct=1$

COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA

Il coefficiente di topografia ct è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

DATI GENERALI		
Zona		3
Distanza dalla costa	Km	>30
Quota altimetrica	mt.	850
Altezza punto più alto struttura	mt	11.00
Costruzione		STAGNA
Inclinazione falda	[°]	21

RISULTATI		
Velocità base di riferimento $V_{ref,0}$	m/s	27.00
Quota di riferimento a_0	mt.	500
K_a		0.02
Categoria esposizione		IV
Classe di rugosità		B
K_r		0.20
Z_0	mt.	0.10
Z_{min}	mt.	5
Pressione cinetica di riferimento	N/m ²	722.5
Coefficiente di esposizione		1.85
Coeff. di pressione interna		+/- 0.2
Coeff. di depressione		-0.4
Coeff. Pressione esterna		+0.8
Pressione	kN/mq	1.068
Depressione	KN/mq	-0.534

8. CARICHI PERMANENTI STATO ATTUALE

SOLAIO DI COPERTURA

CARICHI PERMANENTI (G_2)

strato	(Kg/mq)
Manto in laterizio	50
Soletta in c.a.(sp.5 cm)	125
TOTALE	175

CARICHI PERMANENTI (G₁)

strato	(Kg/mq)
Travicelli + tavolato	30
Travi principali + elementi inclinati	60
<i>TOTALE</i>	90

9. CARICHI PERMANENTI STATO MODIFICATO

SOLAIO DI COPERTURA

CARICHI PERMANENTI (G₂)

strato	(Kg/mq)
Manto in laterizio	50
Impermeabilizzante + listellatura	30
<i>TOTALE</i>	80

CARICHI PERMANENTI (G₁)

strato	(Kg/mq)
Travicelli + tavolato	30
Travi principali	20
Travi inclinate	60
<i>TOTALE</i>	110

10. DICHIARAZIONE INTERVENTO LOCALE

CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

(§ 8.4. e § 8.4.3. delle N.T.C. 14.01.2008 e § C8.4.3 della Circolare 02.02.2009 n. 617)

L' intervento in oggetto ricade nella categoria delle riparazioni o interventi locali; in generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Infatti l' intervento consiste nel rifacimento del solaio di copertura, e precisamente nella sostituzione di tutti gli elementi strutturali fatiscenti in legno, compreso lo strato di tavolato semplice, con nuovi elementi, sempre di analogo materiale e tipologia. Tale intervento non cambierà il comportamento globale della struttura né la rigidità nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali oltre a non aumentare i carichi verticali statici come definito nell' analisi dei carichi riportata di seguito.

Inoltre:

- verrà mantenuta, dove possibile, la stessa orditura;
- come già detto non aumenterà significativamente il peso verticale a mq (< 10% della somma dei pesi permanenti e portati), oltre a mantenere la stessa destinazione d' uso;

- la quota di imposta dei nuovi solai di piano sarà la medesima di quelli da sostituire e la stessa tra i solai adiacenti; l'innalzamento del livello di gronda sarà limitato alla esecuzione della cordonatura in c.a. perimetrale e comunque contenuto entro il limite massimo di 30 cm;
- il solaio di copertura sarà ancorato efficacemente al cordolo in cemento armato mediante opportune piastre in acciaio e ancoranti chimici; tale cordolo avrà altezza limitata per evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti. Il cordolo in c.a. a livello di copertura favorisce il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e favorisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli.
- le varie orditure del solaio di copertura in legno, quali travi con travicelli, travicelli con tavolato, saranno efficacemente collegate tra loro tramite opportune viti per legno;
- il cordolo in cemento armato di copertura avrà un' altezza limitata (max 28 cm).

Allo stato attuale il totale dei carichi permanenti ammonta a 265 Kg/mq, mentre in quello di progetto risulta pari a 190 Kg/mq.

Tale riduzione di peso è dovuto alla demolizione della soletta in c.a., che essendo non connessa all'orditura lignea, non risulta collaborante, ma rappresenta un carico aggiunto per quest'ultima.

11. VERIFICA DEL SOLAIO DI COPERTURA

In questo paragrafo viene effettuata la verifica degli elementi del solaio di copertura. Nell'ordine:

- Tavolato di spessore 3 cm,
- Travicelli 10 x 12 cm,
- Travi 20 x 24 cm,
- Elementi inclinati 24 x 40 cm,

11.1. TAVOLATO

Lo schema di calcolo considerato è quello di trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniformemente distribuito.

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm)	20	b
Altezza Trave (cm)	3	h
Interasse Trave (cm)	20	i
Luce di calcolo (cm)	60	L
Modulo di resistenza (cm ³)	30,00	$W_y = b * h^2 / 6$
Modulo di resistenza (cm ³)	200,00	$W_z = h * b^2 / 6$
Modulo di inerzia (cm ⁴)	45,00	$J_y = b * h^3 / 12$
Sezione (cm ²)	60	$A = b * h$

Inclinazione (°) **20** α

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = **600** daN/m³

spessore tavolato = **3** cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G₁)

- Tavolato = 18,00 daN/m²

- Peso proprio travicelli = **0,00** daN/m²

- Peso proprio travi = **0,00** daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G₂): = **18,00 daN/m²**

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G₂)

- Impermeabilizzante + isolante = **30,00** daN/m²

- Strati di finitura = **0,00** daN/m²

- Pannelli solari (eventuali) = **50,00** daN/m²

- Manto di copertura in laterizio = **50,00** daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G₂): = **130,00 daN/m²**

CARICO VARIABILE (neve) (Q_a)

= **280,00 daN/m²**

Dati di carico:

Carico Permanente G₁ G₁= 0,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G1} 1,30

Carico Permanente G₂ G₂= 130,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G2} 1,50

Sovracc. Accidentale Q_a 280,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_q 1,50

Coeff. Parzializzazione γ_{q1} 0,00

Altro carico variabile Q_{ki} 0,00 daN/m²

Coeff. di combinazione ψ_{01} 0,00

Caratteristiche materiali

Tipo di legname: **Massiccio**

Classe di resistenza **C22**

f_{m,k} **220** daN/cm²

$f_{v,k}$	24	daN/cm ²
γ_m	1,5	
Classe di servizio	1	
Tipo di sezione	rettangolare	
K_m	0,70	
$l_{eff} =$	60	cm
$E_{0,mean} =$	100000	daN/cm ²
$G_{0,mean} =$	5900	daN/cm ²
$E_{0,05} =$	67000	daN/cm ²
$\sigma_{m,cr} =$	113615,65	daN/cm ²
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,cr})^{0.5} =$	0,044	
$K_{crit,m} =$	1	
Coefficiente moltiplicativo $K_h =$	1,3	

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_Q) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{oi})$$

Carico Totale	Q_t	615,00	daN/m ²
Carico sulla trave	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	123,00	daN/m
Carico sulla trave (z)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha =$	123,00	daN/m
Carico sulla trave (y)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha =$	0,00	daN/m
solo permanente	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	39,00	daN/m
solo permanente (z)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha =$	39,00	daN/m
solo permanente (y)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha =$	0,00	daN/m

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

$R_a = PL/2 =$	36,90	daN
$R_b = PL/2 =$	36,90	daN

condizione 2: solo permanenti

$R_a = PL/2 =$	11,70	daN
$R_b = PL/2 =$	11,70	daN

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

$M_{max}(z) = p(l^2/8) =$	5,54	daN*m
$M_{max}(y) = p(l^2/8) =$	0,00	daN*m
$T_{max} = R_a =$	36,90	daN

condizione 2: solo permanenti

$M_{max}(z) = p(l^2/8) =$	1,76	daN*m
$M_{max}(y) = p(l^2/8) =$	0,00	daN*m
$T_{max} = R_a =$	11,70	daN

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

condizione 1: permanenti +variabili

Classe durata del carico
corrispondente all' azione di minor durata
(**neve**):

$K_{mod}=K_{def}$	breve	
	0,80	
$S_{m,d}(y) = M_{max}/W_x =$	18,45	daN/cm ²
$S_{m,d}(z) = M_{max}/W_x =$	0,00	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} * k_{mod} * kh) \gamma_m =$	152,53	daN/cm ²
$K_{crit,m} =$	1,00	

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) = \quad \mathbf{0,12} \leq \mathbf{1} \quad \text{SI} \quad sm,d < fm,d$$

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) = \quad \mathbf{0,08} \leq \mathbf{2} \quad \text{SI} \quad sm,d < fm,d$$

condizione 2: solo permanenti

Classe durata del carico
corrispondente all' azione (**permanente**):

$K_{mod}=K_{def}$	permanent	
	e	
	0,60	
$S_{m,d}(y) = M_{max}/W_x =$	5,85	daN/cm ²
$S_{m,d}(z) = M_{max}/W_x =$	0,00	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} * k_{mod} * kh) \gamma_m$	114,40	daN/cm ²
$K_{crit,m} =$	1,00	

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) = \quad \mathbf{0,05} \leq \mathbf{1} \quad \text{SI} \quad sm,d < fm,d$$

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) = \quad \mathbf{0,04} \leq \mathbf{2} \quad \text{SI} \quad sm,d < fm,d$$

Verifica a Taglio

condizione 1: permanenti +variabili

$$T_d = 3/2 * T_{max} / (b * h) = \quad 0,92 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / \gamma_m = \quad 12,80 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$t_d < f_{v,d} \quad \text{SI}$$

condizione 2: solo permanenti

$$T_d = 3/2 * T_{max} / (b * h) = \quad 0,29 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / \gamma_m = \quad 9,60 \quad \text{daN/cm}^2$$

$$t_d < f_{v,d} \quad \text{SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{ist} = 5/384 * [Qd * L^4] / [E_0 * Jx] + 1/8 * 1.2 * (Qd * l^2) / (Go * A) =$$

carichi permanenti 26 daN/ m

$u_{1,ist} =$ **0,010 cm**

carichi variabili 56 daN/ m

$u_{2,ist} =$ **0,022 cm** < L/300

dove L/300 = 0,200 cm **SI**

Freccia netta finale

$K_{def} =$ **0,8**

carichi permanenti

$u_{1,fin} = u_{1,ist} * (1 + K_{def}) =$ **0,01826 cm**

carichi variabili

$u_{2,fin} = u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def}) =$ **0,02 cm** < L/300

dove $\psi_{2i} =$ **0,00**

dove L/200 = 0,300 cm **SI**

$u_{net,fin} = u_{1,ist} * (1 + K_{def}) + u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def})$

0,040 cm < L/250

dove L/250 = 0,240 cm **SI**

11.2. TRAVICELLI

Travi presso-inflesse

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm)	10	b
Altezza Trave (cm)	12	h
Interasse Trave (cm)	60	i
Luce di calcolo (cm)	150	L
Modulo di resistenza (cm ³)	240,00	$W_x = b * h^2 / 6$
Modulo di inerzia asse x (cm ⁴)	1440,00	$J_x = b * h^3 / 12$
Modulo di inerzia asse y (cm ⁴)	1000,00	$J_y = b * h^3 / 12$
Inclinazione trave (°)	14,00	α
Sezione resistente (cm ²)	120	A
Raggio di inerzia asse x (cm)	3,4641016	i_x
Raggio di inerzia asse y (cm)	2,8867513	i_y

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = **600 daN/m³**

spessore tavolato = 3 cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G₁)

- Peso proprio tavolato	=	18,00	daN/m ²
- Peso proprio travi	=	12,00	daN/m ²
Tot. Perm. non strutt. (G₁):	=	30,00	daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G₂)

- Impermeabilizzante + isolante	=	30,00	daN/m ²
- Manto di copertura in laterizio	=	50,00	daN/m ²
- Pannelli solari (eventuali)	=	50,00	daN/m ²

Tot. Perm. non strutt. (G₂): = **130,00 daN/m²**

Sovrac. Accidentale (neve) (Q_a) = **280,00 daN/m²**

Dati di carico:

Carico Permanente G ₁	G ₁ =	30,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G1}	1,30	
Carico Permanente G ₂	G ₂ =	130,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G1}	1,50	
Sovracc. Accidentale	Q _a	280,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _g	1,50	
Coeff. Parzializzazione	γ _{q1}	1,50	
Altro carico variabile	Q _{ki}	0,00	daN/m ²
Coeff. di combinazione	ψ ₀₁	0,00	

Caratteristiche materiali

Tipo di legname:	Massiccio	
Classe di resistenza	C24	
f _{m,k}	240	daN/cm ²
f _{v,k}	25	daN/cm ²
γ _m	1,5	
f _{m,d} = (f _{m,k} * k _{mod} * kh)γ _m =	138,24	daN/cm ²
f _{v,d} = (f _{v,k} * k _{mod}) / γ _m	13,33	daN/cm ²
Classe di servizio	1	
Classe durata del carico		
corrispondente all' azione di minor durata (neve):	media	
K _{mod}	0,80	

Tipo di sezione	rettangolare	
K_m	0,70	
$l_{eff} =$	150	cm
E_0	110000	daN/cm ²
$E_{0.05}$	74000	daN/cm ²
$G_{0mean} =$	6900	daN/cm ²
$f_{c,0k}$	210	daN/cm ²
$\sigma_{m,cr} =$	3234,7244	daN/cm ²
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,cr})^{0.5}$	0,27	
$K_{crit} =$	1,00	
Coefficiente moltiplicativo $K_h =$	1,08	

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_g) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{oi})$$

Carico Totale	Q_t	641,52	daN/m ²
Carico sulla trave	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	373,48	daN/m
Carico assiale trave	$Q_l = Q_{ml} \cdot \sin \alpha$	93,12	daN/m

Reazioni Vincolari

$R_a = PL/2 =$	280,11	daN
$R_b = PL/2 =$	280,11	daN

Momento e Taglio Massimo

$M_{max} = p(l^2/8) =$	108,26	daN*m
$T_{max} = R_a =$	280,11	daN

Sforzo normale Massimo

$N_{max} = p \cdot l =$	143,95	daN
$l =$	154,592	cm

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

$s_{m,d} = M_{max}/W_x =$	45,11	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot k_h) \gamma_m =$	138,24	daN/cm ²
$s_{m,d} < f_{m,d}$		

$$K_{crit,m} = \mathbf{1,00}$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = \mathbf{0,33} \leq \mathbf{1} \quad \mathbf{SI}$$

Verifica a Taglio

$\tau_d = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) =$	3,50	daN/cm ²
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m =$	13,33	daN/cm ²

$$t_d < f_{v,d}$$

SI

Verifica a compressione semplice (verifica di stabilità)

$\sigma_{c,od} = Nd/A =$	1,20	daN/cm ²
$f_{c,od} = f_{c,ok}/\gamma_m =$	112	daN/cm ²
$k_c =$	0,82506	
inflessione intorno all'asse y		
$k_{cy} =$	0,82506	
$k_y =$	0,92628	
$\lambda_{rel,y} =$	0,881101	
$\beta_c =$	0,2	
$\sigma_{c,crit,y} =$	270,5003	daN/cm ²
$\lambda_y =$	51,96152	
$L_{k,y} =$	150	cm
$\beta =$	1	
$L =$	150	cm

inflessione intorno all'asse x

$k_{cx} =$	0,915337	
$k_x =$	0,792987	
$\lambda_{rel,x} =$	0,734251	
$\beta_c =$	0,2	
$\sigma_{c,crit,x} =$	389,5204	daN/cm ²
$\lambda_x =$	43,30127	
$L_{k,x} =$	150	cm
$\beta =$	1	
$L =$	150	cm

$$\sigma_{c,od} / (K_c \cdot f_{c,od}) = \mathbf{0,013} \leq \mathbf{1} \quad \mathbf{SI}$$

Verifica a presso-flessione (verifica di stabilità)

$$\sigma_{(c,od)} / (k_c \cdot f_{(c,od)}) + \sigma_{md} / (k_{crit} \cdot f_{(m,d)})$$

$$\text{Verifica} \quad \mathbf{0,34} \leq \mathbf{1} \quad \mathbf{SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$f_{ist} = 5/384 * [Qd * L^4] / [E_0 * J_x] + 1/8 * 1.2 * (Qd * l^2) / (G_0 * A) =$	
carichi permanenti	93,14839 daN/ m
$u_{1,ist} =$	0,043 cm
carichi variabili	140 daN/ m

u_{2,ist}= **0,066 cm** < L/300
 dove L/300 = 0,500 cm **SI**

Freccia netta finale

K_{def}= **2**
 carichi permanenti
 u_{1,fin}=u_{1,ist}*(1+K_{def})= **0,12867 cm**

carichi variabili
 u_{2,fin}=u_{2,ist}*(1+ψ_{2i}*K_{def})= **0,07 cm** < L/250
 dove ψ₂₁ = **0,00**

dove L/250 = 0,600 cm **SI**
 u_{net,fin}=u_{1,ist}*(1+K_{def})+u_{2,ist}*(1+ψ_{2i}*K_{def})

0,195 cm < L/200
 dove L/200 = 0,750 cm **SI**

11.3 TRAVICELLI (VERIFICA IN GRONDA)

Travi presso-inflesse

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm)	10	b
Altezza Trave (cm)	12	h
Interasse Trave (cm)	60	i
Luce di calcolo (cm)	95	L
Modulo di resistenza (cm ³)	240,00	W _x = b * h ² / 6
Modulo di inerzia asse x (cm ⁴)	1440,00	J _x = b * h ³ / 12
Modulo di inerzia asse y (cm ⁴)	1000,00	J _y = b * h ³ / 12
Inclinazione trave (°)	21,00	α
Sezione resistente (cm ²)	120	A
Raggio di inerzia asse x (cm)	3,4641016	i _x
Raggio di inerzia asse y (cm)	2,8867513	i _y

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = **600 daN/m³**
 spessore tavolato = **3 cm**

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G₁)

- Peso proprio tavolato = **18,00 daN/m²**
 - Peso proprio travi = **12,00 daN/m²**

Tot. Perm. non strutt. (G₁): = 30,00 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G₂)

- Impermeabilizzante + isolante	=	30,00	daN/m ²
- Manto di copertura in laterizio	=	50,00	daN/m ²
- Pannelli solari (eventuali)	=	30,00	daN/m ²
Tot. Perm. non strutt. (G₂):	=	110,00	daN/m²
Sovrac. Accidentale (neve) (Q_a)	=	280,00	daN/m²

Carico Neve in gronda

157 daN

Dati di carico:

Carico Permanente G1	G ₁ =	30,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G1}	1,30	
Carico Permanente G2	G ₂ =	110,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G1}	1,50	
Sovracc. Accidentale	Q _a	280,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _g	1,50	
Coeff. Parzializzazione	γ _{d1}	1,50	
Altro carico variabile	Q _{ki}	0,00	daN/m ²
Coeff. di combinazione	ψ ₀₁	0,00	

Caratteristiche materiali

Tipo di legname:	Massiccio	
Classe di resistenza	C24	
f _{m,k}	240	daN/cm ²
f _{v,k}	25	daN/cm ²
γ _m	1,5	
f _{m,d} = (f _{m,k} * k _{mod} * kh)γ _m =	134,40	daN/cm ²
f _{v,d} = (f _{v,k} * k _{mod}) / γ _m	13,33	daN/cm ²
Classe di servizio	1	
Classe durata del carico		
corrispondente all' azione di minor durata (neve):	media	
K _{mod}	0,80	
Tipo di sezione	rettangolare	
K _m	0,70	
l _{eff} =	95	cm
E ₀	110000	daN/cm ²
E _{0.05}	74000	daN/cm ²
G _{0mean} =	6900	daN/cm ²
f _{c,0k}	210	daN/cm ²

$\sigma_{m,cr} =$		5107,4596	daN/cm ²
$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,cr})^{0.5}$		0,22	
$K_{crit} =$		1,00	
Coefficiente moltiplicativo $K_h =$		1,05	

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_g) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{oi})$$

Carico Totale	Q_t	596,10	daN/m ²
Carico sulla trave	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	333,91	daN/m
Carico assiale trave	$Q_l = Q_{ml} \cdot \sin \alpha$	128,17	daN/m

Reazioni Vincolari

$R_a = PL =$	317,21	daN
$R_b = PL =$	317,21	daN

Momento e Taglio Massimo

$M_{max} = p(l^2/2) =$	310,55	daN*m
$T_{max} = Ra =$	317,21	daN

Sforzo normale Massimo

$N_{max} = p \cdot l =$	130,43	daN
$l =$	101,7588	cm

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

$s_{m,d} = M_{max}/W_x =$	129,39	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot k_h) \gamma_m =$	134,40	daN/cm ²
$s_{m,d} < f_{m,d}$		

$$K_{crit,m} = \mathbf{1,00}$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = \mathbf{0,96} \leq \mathbf{1} \quad \mathbf{SI}$$

Verifica a Taglio

$\tau_d = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) =$	3,97	daN/cm ²
$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m =$	13,33	daN/cm ²

$$\tau_d < f_{v,d} \quad \mathbf{SI}$$

Verifica a compressione semplice (verifica di stabilità)

$\sigma_{c,od} = Nd/A =$	1,09	daN/cm ²
$f_{c,od} = f_{c,ok} / \gamma_m =$	112	daN/cm ²
$k_c =$	0,983545	

inflessione intorno all'asse y

k _{cy} =	0,983545	
k _y =	0,661502	
λ _{rel,y} =	0,558031	
β _c =	0,2	
σ _{C,crit,y} =	674,3774	daN/cm ²
λ _y =	32,90897	
L _{k,y} =	95	cm
β=	1	
L=	95	cm

inflessione intorno all'asse x

k _{cx} =	1,009028	
k _x =	0,604627	
λ _{rel,x} =	0,465026	
β _c =	0,2	
σ _{C,crit,x} =	971,1035	daN/cm ²
λ _x =	27,42414	
L _{k,x} =	95	cm
β=	1	
L=	95	cm

$$\sigma_{c,od} / (K_c \cdot f_{c,od}) = 0,0099 \leq 1 \quad \text{SI}$$

Verifica a presso-flessione (verifica di stabilità)

$$\sigma_{c,od} / (k_c \cdot f_{c,od}) + \sigma_{md} / (k_{crit} \cdot f_{m,d})$$

$$\text{Verifica} \quad 0,97 \leq 1 \quad \text{SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{ist} = 1/8 * [Q_d * L^4] / [E_0 * J_x] + 1/8 * 1.2 * (Q_d * l^2) / (G_0 * A) =$$

carichi permanenti	78,420756	daN/ m	
u _{1,ist} =	0,062	cm	
carichi variabili	168	daN/ m	
u _{2,ist} =	0,426	cm	< L/300
dove	2L/300 =	0,633	cm SI

Freccia netta finale

K_{def} =	2	
carichi permanenti		
u _{1,fin} =u _{1,ist} *(1+K _{def})=	0,18616	cm

carichi variabili

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def}) = \mathbf{0,43} \text{ cm} < L/250$$

dove $\psi_{2i} = \mathbf{0,00}$

dove $2L/250 = 0,760 \text{ cm}$ **SI**

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} * (1 + K_{def}) + u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def})$$

dove $2L/200 = 0,950 \text{ cm}$ **SI**

11.4. TRAVI PRINCIPALI

Travi di copertura

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm)	20	b
Altezza Trave (cm)	24	h
Interasse Trave (cm)	150	i
Luce di calcolo (cm)	376	L
Modulo di resistenza (cm ³)	1920,00	$W_y = b * h^2 / 6$
Modulo di resistenza (cm ³)	1600,00	$W_z = h * b^2 / 6$
Modulo di inerzia (cm ⁴)	23040,00	$J_y = b * h^3 / 12$
Sezione (cm ²)	480	$A = b * h$
Inclinazione (°)	0	α

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = **600** daN/m³

spessore tavolato = **0** cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G₁)

- Tavolato	=	0,00 daN/m ²
- Peso proprio travicelli	=	12,00 daN/m ²
- Peso proprio travi	=	<u>19,20 daN/m²</u>

Tot. Perm. non strutt. (G₂): = **31,20 daN/m²**

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G₂)

- Impermeabilizzante + isolante	=	30,00	daN/m ²
- Strati di finitura	=	0,00	daN/m ²
- Pannelli solari (eventuali)	=	50,00	daN/m ²
- Manto di copertura in laterizio	=	50,00	daN/m ²

Tot. Perm. non strutt. (G₂): = **130,00 daN/m²**

CARICO VARIABILE (neve) (Q_a) = **280,00 daN/m²**

Dati di carico:

Carico Permanente G1	G ₁ =	31,20	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G1}	1,30	
Carico Permanente G2	G ₂ =	130,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _{G2}	1,50	
Sovracc. Accidentale	Q _a	280,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ _q	1,50	
Coeff. Parzializzazione	γ _{q1}	0,00	
Altro carico variabile	Q _{ki}	0,00	daN/m ²
Coeff. di combinazione	ψ ₀₁	0,00	

Caratteristiche materiali

Tipo di legname:	Lamellare	
Classe di resistenza	GL24c	
f _{m,k}	240	daN/cm ²
f _{v,k}	22	daN/cm ²
γ _m	1,45	
Classe di servizio	1	
Tipo di sezione	rettangolare	
K _m	0,70	
l _{eff} =	375	cm
E _{0,mean} =	116000	daN/cm ²
G _{0,mean} =	5900	daN/cm ²
E _{0,05} =	94000	daN/cm ²
σ _{m,cr} =	2960,00	daN/cm ²
λ _{rel,m} = (f _{m,k} /σ _{m,cr}) ^{0.5} =	0,28475	
K _{crit,m} =	1	
Coefficiente moltiplicativo K _n =	1,0959582	

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_g) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{oi})$$

Carico Totale	Q_t	655,56	daN/m ²
Carico sulla trave	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	983,34	daN/m
Carico sulla trave (z)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha =$	983,34	daN/m
Carico sulla trave (y)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha =$	0,00	daN/m
solo permanente	$Q_{ml} = Q_t \cdot i$	353,34	daN/m
solo permanente (z)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha =$	353,34	daN/m
solo permanente (y)	$Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha =$	0,00	daN/m

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

$R_a = PL/2 =$	1848,68	daN
$R_b = PL/2 =$	1848,68	daN

condizione 2: solo permanenti

$R_a = PL/2 =$	664,28	daN
$R_b = PL/2 =$	664,28	daN

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

$M_{max}(z) = p(l^2/8) =$	1737,76	daN*m
$M_{max}(y) = p(l^2/8) =$	0,00	daN*m
$T_{max} = R_a =$	1848,68	daN

condizione 2: solo permanenti

$M_{max}(z) = p(l^2/8) =$	624,42	daN*m
$M_{max}(y) = p(l^2/8) =$	0,00	daN*m
$T_{max} = R_a =$	664,28	daN

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

condizione 1: permanenti +variabili

Classe durata del carico
corrispondente all' azione di minor durata
(**neve**):

$K_{mod} = K_{def}$	breve	
	0,80	
$S_{m,d}(y) = M_{max}/W_x =$	90,51	daN/cm ²
$S_{m,d}(z) = M_{max}/W_x =$	0,00	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot kh) \gamma_m =$	145,12	daN/cm ²

$$K_{crit,m} = 1,00$$

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = \mathbf{0,62} \leq \mathbf{1} \quad \text{SI} \quad S_{m,d} < f_{m,d}$$

$$S_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = \mathbf{0,44} \leq \mathbf{2} \quad \text{SI} \quad S_{m,d} < f_{m,d}$$

condizione 2: solo permanenti

Classe durata del carico

corrispondente all' azione (**permanente**):

$K_{mod} = K_{def}$	permanent
	e
	0,60

$$\begin{aligned}
 s_{m,d}(y) &= M_{\max}/Wx = && 32,52 && \text{daN/cm}^2 \\
 s_{m,d}(z) &= M_{\max}/Wx = && 0,00 && \text{daN/cm}^2 \\
 f_{m,d} &= (f_{m,k} * k_{\text{mod}} * kh) \gamma_m && 108,84 && \text{daN/cm}^2 \\
 K_{\text{crit},m} &= && 1,00 && \\
 s_{m,d} / (K_{\text{crit},m} * f_{m,d}) &= && \mathbf{0,30} && \leq \mathbf{1} && \text{SI } s_{m,d} < f_{m,d} \\
 s_{m,d} / (K_{\text{crit},m} * f_{m,d}) &= && \mathbf{0,21} && \leq \mathbf{2} && \text{SI } s_{m,d} < f_{m,d}
 \end{aligned}$$

Verifica a Taglio

condizione 1: permanenti +variabili

$$\begin{aligned}
 T_d &= 3/2 * T_{\max} / (b*h) = && 5,78 && \text{daN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= f_{v,k} * K_{\text{mod}} / \gamma_m = && 12,14 && \text{daN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_d < f_{v,d} \quad \text{SI}$$

condizione 2: solo permanenti

$$\begin{aligned}
 T_d &= 3/2 * T_{\max} / (b*h) = && 2,08 && \text{daN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= f_{v,k} * K_{\text{mod}} / \gamma_m = && 9,10 && \text{daN/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_d < f_{v,d} \quad \text{SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{\text{ist}} = 5/384 * [Qd * L^4] / [E_0 * Jx] + 1/8 * 1.2 * (Qd * l^2) / (G_0 * A) =$$

$$\text{carichi permanenti} \quad 241,8 \text{ daN/ m}$$

$$u_{1,\text{ist}} = \mathbf{0,254} \text{ cm}$$

$$\text{carichi variabili} \quad 420 \text{ daN/ m}$$

$$u_{2,\text{ist}} = \mathbf{0,440} \text{ cm} < L/300$$

$$\text{dove } L/300 = 1,253 \text{ cm} \quad \text{SI}$$

Freccia netta finale

$$K_{\text{def}} = \mathbf{0,8}$$

carichi permanenti

$$u_{1,\text{fin}} = u_{1,\text{ist}} * (1 + K_{\text{def}}) = \mathbf{0,45641} \text{ cm}$$

carichi variabili

$$u_{2,\text{fin}} = u_{2,\text{ist}} * (1 + \psi_{2i} * K_{\text{def}}) = \mathbf{0,44} \text{ cm} < L/300$$

$$\text{dove } \psi_{21} = \mathbf{0,00}$$

$$\text{dove } L/200 = 1,880 \text{ cm} \quad \text{SI}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} * (1 + K_{def}) + u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def})$$

$$\text{dove } L/250 = \frac{0,897 \text{ cm}}{1,504 \text{ cm}} < L/250 \quad \text{SI}$$

11.4. ELEMENTI INCLINATI

Lo schema di calcolo considerato è quello di trave semplicemente appoggiata soggetta a due carichi concentrati (scarichi delle travi principali) a distanza "a" e "c" dagli appoggi.

Travi presso-inflesse

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm)	24	b
Altezza Trave (cm)	40	h
Interasse Trave (cm)	100	i
Luce di calcolo (cm)	600	L
Modulo di resistenza (cm ³)	6400,00	$W_x = b * h^2 / 6$
Modulo di inerzia asse x (cm ⁴)	128000,00	$J_x = b * h^3 / 12$
Modulo di inerzia asse y (cm ⁴)	46080,00	$J_y = b * h^3 / 12$
Inclinazione trave (°)	16,00	α
Sezione resistente (cm ²)	960	A
Raggio di inerzia asse x (cm)	11,547005	i_x
Raggio di inerzia asse y (cm)	6,9282032	i_y

Analisi dei carichi

Peso specifico legno	=	600 daN/m ³
spessore tavolato	=	0 cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G₁)

- Peso proprio tavolato	=	20,00 daN/m ²
- Peso proprio travi	=	57,60 daN/m ²
Tot. Perm. non strutt. (G₁):	=	77,60 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G₂)

- Impermeabilizzante + isolante	=	30,00 daN/m ²
	=	
- Manto di copertura in laterizio	=	50,00 daN/m ²
- Pannelli solari (eventuali)	=	50,00 daN/m ²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = **130,00 daN/m²**
Sovrac. Accidentale (neve) (Qa) = **280,00 daN/m²**

Dati di carico:

Carico Permanente G1	G1=	77,60	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ_{G1}	1,30	
Carico Permanente G2	G2=	130,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ_{G1}	1,50	
Sovracc. Accidentale	Qa	280,00	daN/m ²
Coeff. Parzializzazione	γ_g	1,50	
Coeff. Parzializzazione	γ_{a1}	1,50	
Altro carico variabile	Qki	0,00	daN/m ²
Coeff. di combinazione	ψ_{01}	0,00	

Caratteristiche materiali

Tipo di legname:

Lamellare

Classe di resistenza

GL24c

$f_{m,k}$

240 daN/cm²

$f_{v,k}$

22 daN/cm²

γ_m

1,45

$f_{m,d} = (f_{m,k} * k_{mod} * kh) \gamma_m =$

137,71 daN/cm²

$f_{v,d} = (f_{v,k} * k_{mod}) / \gamma_m$

12,14 daN/cm²

Classe di servizio

1

Classe durata del carico

corrispondente all' azione di minor durata (**neve**):

media

K_{mod}

0,80

Tipo di sezione

rettangolare

K_m

0,70

$l_{eff} =$

600 cm

E_0

116000 daN/cm²

$E_{0.05}$

94000 daN/cm²

$G_{0mean} =$

5900 daN/cm²

$f_{c,0k}$

210 daN/cm²

$\sigma_{m,cr} =$

1598,4019 daN/cm²

$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,cr})^{0.5}$

0,39

$K_{crit} =$

1,00

Coefficiente moltiplicativo Kh=

1,04

Verifiche SLU

Pv=	3696,00	daN
Pp=	1328,00	daN
a=	1,68	m
b=	2,09	m
c=	2,09	m

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

Ra = P =	3954,59	daN
Rb=P=	3437,41	daN

condizione 2: solo permanenti

Ra = P=	1420,91	daN
Rb=P=	1235,09	daN

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

Mmax(y)=p x a=	7184,18	daN*m
T _{max} = Ra =	3954,59	daN

condizione 2: solo permanenti

Mmax(y)=p x a=	2581,33	daN*m
T _{max} = Ra =	1420,91	daN

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

$s_{m,d} = M_{max}/W_x =$	112,25	daN/cm ²
$f_{m,d} = (f_{m,k} * k_{mod} * kh) / \gamma_m =$	137,71	daN/cm ²
$s_{m,d} < f_{m,d}$		

$$K_{crit,m} = \mathbf{1,00}$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} * f_{m,d}) = \mathbf{0,82} \leq \mathbf{1} \quad \mathbf{SI}$$

Verifica a Taglio

$T_d = 3/2 * T_{max} / (b*h) =$	6,18	daN/cm ²
$f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / \gamma_m =$	12,14	daN/cm ²
$t_d < f_{v,d}$ SI		

Verifica a compressione semplice (verifica di stabilità)

$\sigma_{c,od} = Nd/A =$	0,00	daN/cm ²
$f_{c,od} = f_{c,ok} / \gamma_m =$	115,8621	daN/cm ²
kc=	0,495964	
inflexione intorno all'asse y		
kcy=	0,495964	

ky=	1,429129	
$\lambda_{rel,y}$ =	1,302946	
β_c =	0,2	
$\sigma_{C,crit,y}$ =	123,699	daN/cm ²
λ_y =	86,60254	
L _{k,y} =	600	cm
β =	1	
L=	600	cm

inflessione intorno all'asse x

kc _x =	0,890022	
k _x =	0,833757	
$\lambda_{rel,x}$ =	0,781768	
β_c =	0,2	
$\sigma_{C,crit,x}$ =	343,6084	daN/cm ²
λ_x =	51,96152	
L _{k,x} =	600	cm
β =	1	
L=	600	cm

$$\sigma_{c,od} / (K_c \cdot f_{c,od}) = 0 \leq 1 \quad \text{SI}$$

Verifica a presso-flessione (verifica di stabilità)

$$\sigma (c,od) / (k \cdot c \cdot f (c,od)) + \sigma_{md} / (k \cdot \sigma_{crit} \cdot f (m,d))$$

$$\text{Verifica} \quad 0,82 \leq 1 \quad \text{SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{ist} = 5/384 \cdot [Q_d \cdot L^4] / [E_0 \cdot J_x] + 1/8 \cdot 1.2 \cdot (Q_d \cdot l^2) / (G_0 \cdot A) =$$

carichi permanenti	199,55793	daN/ m
u _{1,ist} =	0,256	cm
carichi variabili	140	daN/ m
u _{2,ist} =	0,165	cm < L/300
dove L/300 =	2,000	cm SI

Freccia netta finale

K_{def} =	2
carichi permanenti	
u _{1,fin} =u _{1,ist} *(1+K _{def})=	0,76721 cm
carichi variabili	

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def}) = \mathbf{0,16 \text{ cm}} < L/250$$

dove $\psi_{21} = \mathbf{0,00}$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} * (1 + K_{def}) + u_{2,ist} * (1 + \psi_{2i} * K_{def})$$

dove $L/250 = 2,400 \text{ cm}$ **SI**

$$L/200 = 3,000 \text{ cm}$$

dove $L/200 = 3,000 \text{ cm}$ **SI**

12. COLLEGAMENTI

12.1. ELEMENTO INCLINATO – CORDOLO

CASISTICA

A) Piastre esterne

B) Unione legno-acciaio a due piani di taglio

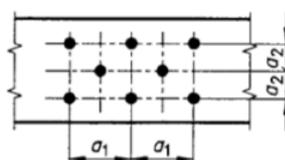
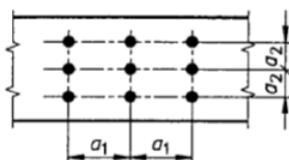
C) Piastre spesse

Dati

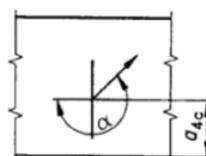
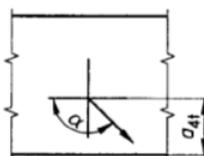
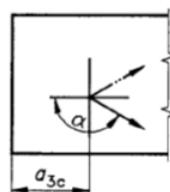
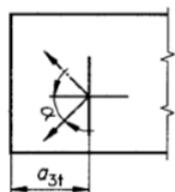
D=	16 mm	diametro bullone
α_1 =	0 °	estremità
α_2 =	90 °	bordo

Geometria del collegamento

a_1 =	80 mm	interasse parallelo alla fibratura
a_2 =	64 mm	interasse ortogonale alla fibratura
a_{3t} =	112 mm	distanza estremità sollecitata
a_{3c} =	64 mm	distanza estremità scarica
a_{4t} =	48 mm	distanza bordo sollecitato
a_{4c} =	48 mm	distanza bordo scarico



Distanze dai bordi e dalle estremità:



$$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

Estremità sollecitata

$$90^\circ < \alpha < 270^\circ$$

Estremità non sollecitata

$$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$$

Bordo sollecitato

$$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$$

Bordo non sollecitato

α è l'angolo tra la forza e la direzione della fibratura

Caratteristiche meccaniche legno

$f_{h,0,k}=0,082(1-0,01d)\rho=$	40,99 N/mm ²	resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$
$\rho_k=$	500 Kg/m ³	massa volumica
$\alpha=$	90 °	angolo direzione sforzo-fibratura
$f_{h,\alpha,k}=f_{h,0}/k90\text{sen}^2\alpha+\text{cos}^2\alpha=$	25,78 N/mm ²	resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$
Tipo legno=	Legno di conifera	
$K_{90}=$	1,59	

Caratteristiche meccaniche bullone

classe	8,8	
$f_{yk}=$	800 N/mm ²	(valore caratt. di rottura)
$f_{tk}=$	640 N/mm ²	(valore caratt. di snervamento)
$M_{y,Rk}=0,08*f_{u,k}*d^3=$	209715,2 Nmm	(Momento di snervamento)

Grandezze geometriche

$t_1=$	240 mm	Spessore legno
$d=$	16 mm	diametro

Resistenze di Johanson

$R_{IB}=f_{h,1,k}\cdot t_1\cdot d=$	49501,51 N	Resistenza a taglio-Rottura IB
$R_{IIIBC}=2,3(M_{y,k}\cdot f_{h,1,k}\cdot d)^{0,5}$ $=$	21392,49 N	Resistenza a taglio -Rottura IIIC

Resistenza collegamento

$R_k=$	21392,49 N	Resistenza caratteristica minima
$K_{mod}=$	1	
$\gamma_k=$	1,5	coeff.di sicurezza per le connessioni
$n_{pt}=$	2	n° piani di taglio
$R_d=R_k\cdot K_{mod}/\gamma_k=$	28523,32 N	Resistenza di progetto
$K_{ef}=$	0,918	Fattore riduttivo
$a_1(\text{eff})=$	150	Interasse effettivo bulloni
$n=$	2	N° elementi allineati
$n_f=$	2	N° file
$R_{con,d}=k_{ef}\cdot n\cdot R_d=$	5237,45 daN	RESISTENZA FILA BULLONI

Verifica

$V_{ed}=$	2990 daN	Azione sollecitante in y
$R_{ed}/R_{con,d}=$	0,57	<1 SI

VERIFICA PIASTRA DI COLLEGAMENTO

SOLLECITAZIONI

Ved=	2990 daN
e=	20 cm
Med=	59800 daNcm

GEOMETRIA

B=	300 mm	larghezza piastra
t=	15 mm	spessore piastra
W=	11250 mmc	modulo di resistenza
irrigidimenti n°2		
n=	1	n° irrigidimenti
t=	10 mm	spessore irrigidimento
h=	100 mm	altezza irrigidimento
A=	5500 mmq	area
Sx=	98750 mmc	momento statico
yg=	17,95455 mm	coordinata baricentro
		momento di
Ix=	6784697 mm ⁴	inerzia
Wx1=	377881,9 mmc	modulo resistente 1
		modulo
wx2=	69913 mmc	resistente2

VERIFICA

Med=	5980000 Nmm	momento sollecitante
σ =	85,53541 Mpa	OK
acciaio	S235	
fyk	235 MPa	
fd=	223,8095 MPa	

12.2. TRAVI PRINCIPALI – ELEMENTI INCLINATI

B) Unione legno-acciaio a un piano di taglio

C) Piastre spesse

Dati

D=	10 mm	diametro bullone
α_1 =	0 °	estremità
α_2 =	90 °	bordo

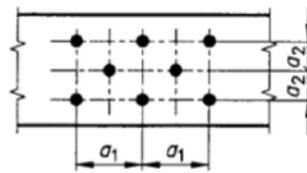
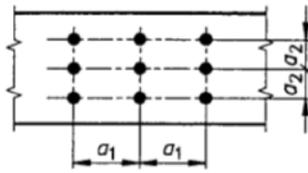
Geometria del collegamento

a1=	50 mm	interasse parallelo alla fibratura
a2=	40 mm	interasse ortogonale alla fibratura
a3t=	80 mm	distanza estremità sollecitata
a3c=	40 mm	distanza estremità scarica
a4t=	30 mm	distanza bordo sollecitato

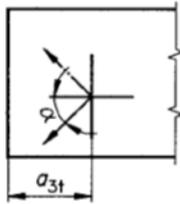
a4c=

30 mm

distanza bordo scarico

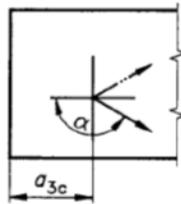


Distanze dai bordi e dalle estremità:



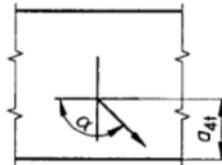
$$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

Estremità sollecitata



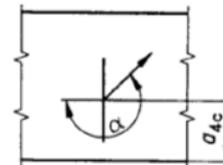
$$90^\circ < \alpha < 270^\circ$$

Estremità non sollecitata



$$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$$

Bordo sollecitato



$$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$$

Bordo non sollecitato

α è l'angolo tra la forza e la direzione della fibratura

Caratteristiche meccaniche legno

$f_{h,0,k}=0,082(1-0,01d)\rho=$ 41,00 N/mm² resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$

$\rho_k=$ **500** Kg/m³ massa volumica

$\alpha=$ **90** ° angolo direzione sforzo-fibratura

$f_{h,\alpha,k}=f_{h,0}/k90\text{sen}^2\alpha+\text{cos}^2\alpha=$ 27,33 N/mm² resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$

Legno di conifera

Tipo legno=

$K90=$ 1,5

Caratteristiche meccaniche bullone

classe **8,8**

$f_{yk}=$ 800 N/mm² (valore caratt. di rottura)

$f_{tk}=$ **600** N/mm² (valore caratt. di snervamento)

$M_{y,Rk}=0,08*f_{tk}*d^3=$ 48000 Nmm (Momento di snervamento)

Grandezze geometriche

$t_1=$ **240** mm Spessore legno

$d=$ **10** mm diametro

Resistenze di Johanson

$R_{IB}=f_{h,1,k}*t_1*d=$ 65593,44 N Resistenza a taglio-Rottura IB

$R_{IIB}=$ 27452,11 N Resistenza a taglio -Rottura IIB

$R_{IIIB}=$ 8330,54 N Resistenza a taglio -Rottura IIIB

Resistenza collegamento

$R_k=$ 27452,11 N Resistenza caratteristica minima

$K_{mod}=$ **0,8**

$\gamma_k =$	1,5	coeff.di sicurezza per le connessioni
$n_{pt} =$	2	n° piani di taglio
$R_d = R_k \cdot K_{mod} / \gamma_k =$	29282,25 N	Resistenza di progetto
$K_{ef} =$	1,000	Fattore riduttivo
$a_1 \text{ (eff)} =$	150	Interasse effettivo bulloni
$n =$	2	N° elementi allineati
$n_f =$	2	N° file
$R_{con,d} = k_{ef} \cdot n \cdot R_d =$	5856,45 daN	RESISTENZA FILA BULLONI

Verifica

$V_{ed} =$	1320 daN	Azione sollecitante in y
$R_{ed} / R_{con,d} =$	0,23	<1 SI

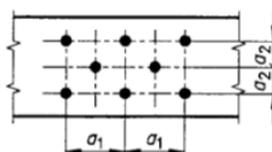
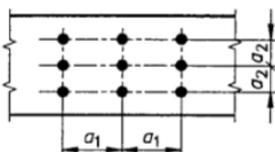
12.3. TRAVICELLI – TRAVI PRINCIPALI

Dati

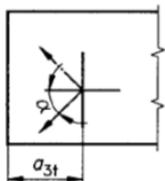
$D =$	8 mm	diametro vite
$\alpha_1 =$	0 °	estremità
$\alpha_2 =$	90 °	bordo

Geometria del collegamento

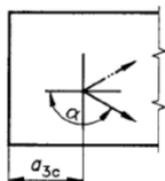
$a_1 =$	40 mm	interasse parallelo alla fibratura
$a_2 =$	32 mm	interasse ortogonale alla fibratura
$a_{3t} =$	80 mm	distanza estremità sollecitata
$a_{3c} =$	32 mm	distanza estremità scarica
$a_{4t} =$	24 mm	distanza bordo sollecitato
$a_{4c} =$	24 mm	distanza bordo scarico



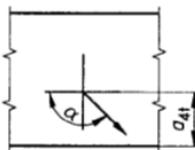
Distanze dai bordi e dalle estremità:



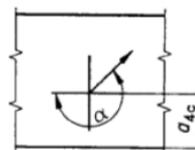
$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
Estremità sollecitata



$90^\circ < \alpha < 270^\circ$
Estremità non sollecitata



$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$
Bordo sollecitato



$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$
Bordo non sollecitato

α è l'angolo tra la forza e la direzione della fibratura

Caratteristiche meccaniche legno

$f_{h,0,k}=0,082(1-0,01d)_p=$	41,00	N/mm ²	resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$
$\rho_k=$	500	Kg/m ³	massa volumica
$\alpha=$	90	°	angolo direzione sforzo-fibratura
$f_{h,\alpha,k}=f_{h,0,k}/k_{90}\sin^2\alpha+\cos^2\alpha=$	27,89	N/mm ²	resistenza a rifollamento per $\alpha=0^\circ$

Tipo legno= **Legno di conifera**

$K_{90}=$	1,47
$\beta=$	1

Caratteristiche meccaniche bullone

classe	8,8
$f_{yk}=$	800 N/mm ² (valore caratt. di rottura)
$f_{tk}=$	600 N/mm ² (valore caratt. di snervamento)
$M_{y,Rk}=0,08*f_{t,k}*d^3=$	30720 Nmm (Momento di snervamento)

Grandezze geometriche

$t_1=$	120 mm	Spessore legno
$t_2=$	240 mm	Spessore legno
$d=$	8 mm	diametro

Resistenze di Johanson

$R_{IA}=f_{h,1,k}\cdot t_1\cdot d=$	13386,68	N	Resistenza a taglio-Rottura IA
$R_{IB}=f_{h,1,k}\cdot t_2\cdot d=$	26773,37	N	Resistenza a taglio-Rottura IB
$R_{IC}=$	18191,15	N	Resistenza a taglio-Rottura IC
$R_{IIA}=$	10096,51	N	Resistenza a taglio-Rottura IIA
$R_{IIB}=$	177969,17	N	Resistenza a taglio-Rottura IIB
$R_{IIIC}=$	4257,79	N	Resistenza a taglio -Rottura IIIC

Resistenza collegamento

$R_k=$	4257,79	N	Resistenza caratteristica minima
$K_{mod}=$	1		
$\gamma_k=$	1,5		coeff.di sicurezza per le connessioni
$n_{pt}=$	2		n° piani di taglio
$R_d=R_k\cdot K_{mod}/\gamma_k=$	5677,05	N	Resistenza di progetto
$K_{ef}=$	1,000		Fattore riduttivo
$a_1(\text{eff})=$	150		Interasse effettivo bulloni
$n=$	1		N° elementi allineati
$n_f=$	1		N° file
$R_{con,d}=k_{ef}\cdot n\cdot R_d=$	567,71	daN	RESISTENZA vite

Verifica

$V_{ed}=$	482	daN	Azione sollecitante in y
$R_{ed}/R_{con,d}=$	0,85		<1 SI