



PROVINCIA DI BRESCIA

SETTORE DELLE STRADE, EDILIZIA SCOLASTICA
E DIREZIONALE

LICEO "VERONICA GAMBARA"
COMUNE DI BRESCIA

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA COPERTURA

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

OGGETTO:

FASCICOLO DEI CALCOLI

S2
ESE

SCALA:

PRF N.

DATA: febbraio 2018

REV 01:

PROGETTO REDATTO DA :

Ing. Marco Rossi

N. iscrizione all'Albo: 2057
cod. fisc. RSS MRC 62R18 G149G
studio: VIA MARTINENGO, 18
25060 COLLEBEATO (BS)
marco@studiotecnicorossi.it

Collaborazione

ING. LEONARDO ZANETTI
cod. fisc. ZNT LRD 81B07 D940I
ARCH. ELENA MAGHINI
cod. fisc. MGH LNE 71D41 B157Y

VISTO: IL DIRETTORE DEL SETTORE
EDILIZIA SCOLASTICA
Dott. Arch. Giovan Maria Mazzoli

INDICE

1.	INQUADRAMENTO SISMICO.....	1
2.	CARICHI SULLE STRUTTURE	4
3.	VERIFICA STATICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ESISTENTI	7
3.1.	VERIFICA STRUTTURE DI COPERTURA IN LEGNO - ZONA A.....	7
3.2.	VERIFICA ELEMENTI DEL SOTTOTETTO IN LEGNO - ZONA A	11
3.3.	VERIFICA STRUTTURE DI COPERTURA IN LEGNO - ZONA B	14
3.4.	VERIFICA ELEMENTI DEL SOTTOTETTO IN LEGNO - ZONA B.....	18
4.	ADEGUAMENTO STATICO AI CARICHI GRAVITAZIONALI	21
4.1.	VERIFICA NUOVI TRAVETTI SEZ. 14X12CM	21
4.2.	VERIFICA DELLE NUOVE CAPRIATE C1	22
4.3.	VERIFICA TRAVI DI COLMO A SEGUITO DELL'INTRODUZIONE DELLE CAPRIATE C1	25
4.4.	VERIFICA NUOVE TRAVI PER APPENSIONE CONTROSOFFITTO DEL SOTTOTETTO	27
4.5.	VERIFICA RINFORZI TIPO R5.....	28
5.	ANALISI SISMICHE LOCALI	30
5.1.	RIBALTAMENTO DEL GENERICO MASCHIO MURARIO IN ASSENZA DI COPERTURA SCATOLARE ...	31
5.2.	RIBALTAMENTO DEL GENERICO MASCHIO MURARIO IN PRESENZA DI COPERTURA SCATOLARE .	33
5.3.	VERIFICA DELLA COPERTURA "SCATOLARE" ANTISISMICA	35
5.4.	VERIFICA INDICATIVA PARETE SISMORESISTENTE MAGGIORMENTE SOLLECITATA.....	37

1. INQUADRAMENTO SISMICO

L'intervento è da realizzarsi nel comune di BRESCIA (BS) individuato dalla nuova classificazione sismica della Regione Lombardia (deliberazione n° X / 2129 del 11/07/2014) in **ZONA 2**.

Coordinate del complesso:

Reticolo	Latitudine	Longitudine
WGS84	45,536832	10,226740
ED50	45,537755	10,227777

Vita Nominale **$V_N = 50$ anni; Classe d'uso III**

Come riportato nei parametri del terreno, dalle indagini geofisiche effettuate il terreno è risultato di **categoria di sottosuolo B**, mentre la **categoria topografica** risulta **T1**.

Vita nominale, Classe d'uso, Periodo di riferimento [§2.4]

Vita nominale (anni): $V_N =$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 75$

(secondo §2.4.3 deve essere: $V_R \geq 35$ anni, e quindi: $V_N \geq 35 * C_U$;

per edifici monumentali è tuttavia possibile $V_N \leq 50$ anni: Dir. 9.2.2011, §2.4)

Ubicazione del sito

Coordinate geografiche (ED50) (°):

Long. = Lat. =

Tipo di interpolazione:

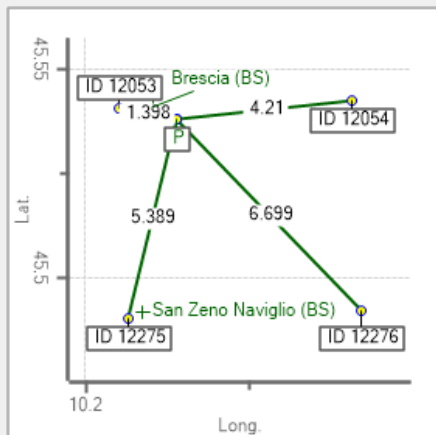
☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B:

Parametri di riferimento

TR (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.041	2.478	0.210
50	0.054	2.455	0.233
72	0.065	2.461	0.250
101	0.077	2.440	0.260
140	0.090	2.413	0.260
201	0.106	2.413	0.269
475	0.149	2.430	0.278
975	0.193	2.449	0.287
2475	0.268	2.427	0.297

▣ Reticolo intorno al sito



Sito di ubicazione della costruzione:
Long. = 10.227777, Lat. = 45.537755

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:
1: ID 12275: Long. = 10.21307, Lat. = 45.4904, distanza dal sito (km) = 5.389
2: ID 12053: Long. = 10.21022, Lat. = 45.54037, distanza dal sito (km) = 1.398
3: ID 12054: Long. = 10.28145, Lat. = 45.54228, distanza dal sito (km) = 4.21
4: ID 12276: Long. = 10.28422, Lat. = 45.49231, distanza dal sito (km) = 6.699

Risultano 2 Comuni compresi nella maglia:
Brescia (BS): 10.220556,45.540833
San Zeno Naviglio (BS): 10.2175,45.491944

Comune più vicino al sito:
Brescia (BS): 10.220556,45.540833

▣ Probabilità di superamento P_{VR}

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLE: SLO	81	45
SLE: SLD	63	75
SLU: SLV	10	712
SLU: SLC	5	1462

$$V_R = 75 \text{ anni}, T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

▣ Parametri di Spettro

a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T _R (anni)	a _g (g)	F _o	T _C [*] (sec)	S _S	C _C	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)	F _v
SLE: SLO	45	0.051	2.460	0.228	1.200	1.478	1.200	0.112	0.337	1.804	0.750
SLE: SLD	75	0.066	2.458	0.251	1.200	1.450	1.200	0.121	0.364	1.864	0.852
SLU: SLV	712	0.172	2.441	0.283	1.200	1.416	1.200	0.134	0.401	2.288	1.367
SLU: SLC	1462	0.223	2.439	0.291	1.182	1.408	1.182	0.137	0.410	2.492	1.555

▣ Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo:

Categoria topografica:

h/H (h = quota sito, H = altezza rilievo topografico) =
[$0 \leq (h/H) \leq 1$]

Coefficiente di amplificazione topografica S_T =

(secondo §3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

▣ PGA

- ☒ Accelerazione su roccia (analogo ad a_g)
- ☐ Accelerazione al suolo (analogo ad: $a_g * S$, dove: $S = S_S * S_T$)

Periodo di risposta: $T = 0.05 \times (H)^{3/4} = 0.05 \times (10)^{3/4} = 0.281s$

Fattore di struttura: $q = 2.0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2.0 \times 1.5 = 3.0$

(v. NTC 2008 par. 7.3.1, 7.8.1.3 e Circolare 02/02/2009 par. C8.7.1.2)

Accelerazione al suolo: **$a_g = 0,172 \text{ g}$**

$F_0 = 2.441$

$S = 1,2$

$q = 3,0$

Accelerazione spettrale di progetto a quota zero: **$S_{e,d} = (0.172 \times 2.441 \times 1.2) / 3 = 0,168 \text{ g}$**

Altezza tot. Edificio $H = 11,0 \text{ m}$

Quota copertura $Z = 10,0 \text{ m}$

$\Psi (Z/H) = 0,91; \gamma = 1,20$

Accelerazione di progetto per le componenti orizzontali alla quota della copertura: **$S_{e,d} = 0,183 \text{ g}$**

2. CARICHI SULLE STRUTTURE

Calcolo carichi dei SOLAI IN LEGNO DEL SOTTOTETTO:

Permanenti Strutturali $G_1 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Permanenti Portati $G_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2$

Variabili $Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ (cat H1 tab 3.1.II)

Calcolo carichi della COPERTURA IN LEGNO:

Permanenti Strutturali $G_1 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Permanenti Portati $G_2 = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Variabili $Q = 1,2 \text{ kN/m}^2$ (neve)

Calcolo carichi della SOLAIO INTERMEDIO IN LATERO CEMENTO:

Permanenti Strutturali $G_1 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Permanenti Portati $G_2 = 2,2 \text{ kN/m}^2$

Variabili $Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Per la definizione della massa sismica associata ai carichi degli impalcati da utilizzare nelle analisi è stato assunto un coefficiente di combinazione delle azioni variabili come indicato in Tabella 2.5.I delle NTC2008.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 secondo categoria di appartenenza —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Per gli elementi verticali è stato assunto il peso suggerito dalla Circolare 2009 per le varie tipologie di murature presenti.

Calcolo carico da neve

<input checked="" type="radio"/>	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	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.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	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.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	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, Olbia, Olbia, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

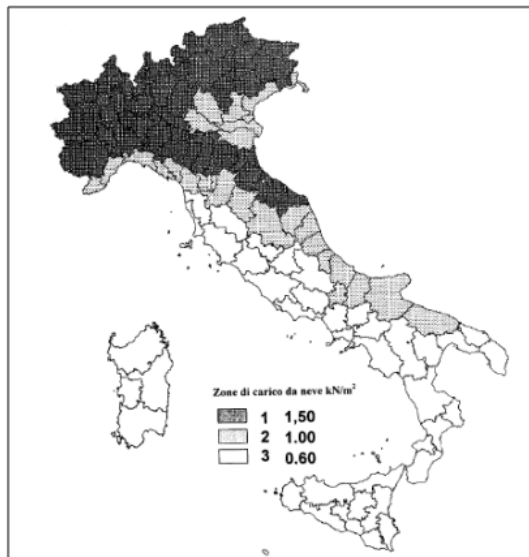
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	150
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,50

Coefficiente termico

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 esposizione

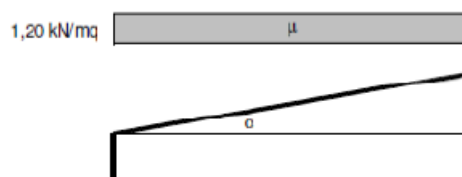
Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,50
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
μ	0,8



Da cui discende un carico da neve q_s pari a : $Q = 1,20 \text{ kN/m}^2$.

3. VERIFICA STATICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI ESISTENTI

Nel seguito si riportano le verifiche di alcuni elementi significativi della zona di copertura oggetto di intervento. Le verifiche sono state eseguite considerando, a favore di sicurezza, un materiale legno di buone caratteristiche a dimostrazione che, nel caso di caratteristiche inferiori, si avrebbero verifiche ancor meno soddisfatte. Per gli elementi esistenti si è considerato un livello di conoscenza LC2 (vedasi relazione materiali).

3.1. VERIFICA STRUTTURE DI COPERTURA IN LEGNO - ZONA A

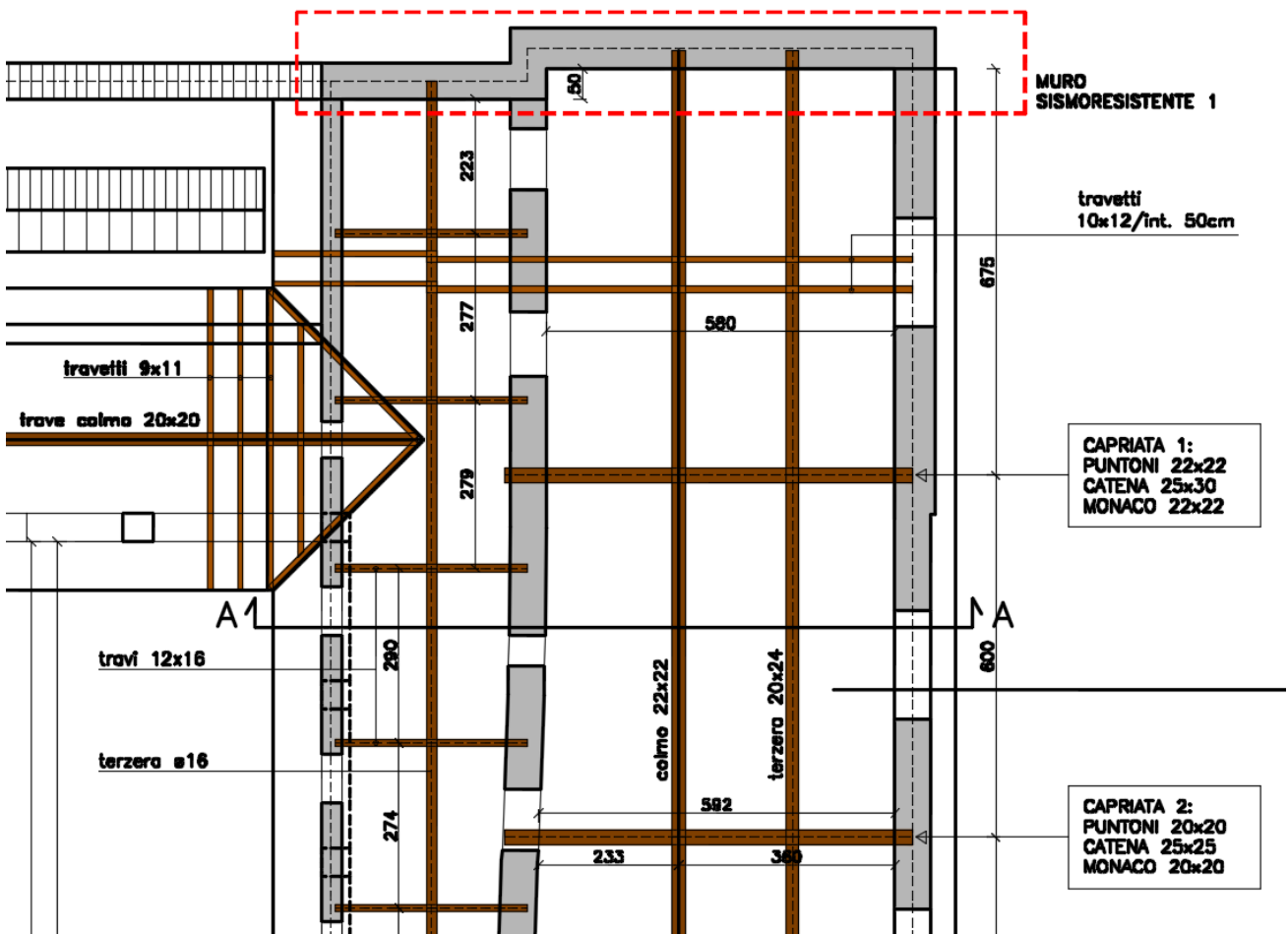


Figura 1 – Pianta strutturale di porzione significativa delle strutture di copertura della zona A per individuazione degli elementi sottoposti a verifica

VERIFICA TRAVETTI DELLA COPERTURA

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

Trav A

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	$E_{0,mean}$	k_{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
10	12	1440,0	240,0	120	5,04	0,05	9167	0,8		

G_1	G_2	Q	i	Ψ_{21}	L	L_s	α	γ_{G2}	γ_Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	0,5	0	2,6			1,3	1,5	0,65	0,60	SLE
										0,85	0,90	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita: $f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \Psi_{21} \cdot k_{DEF})$

f_P	f_Q	f_{IST}	f_{FIN}	FC	γ_M	
mm	mm	mm	mm	-	-	
2,9	2,7	5,6	8,0	1,20	1,50	
		461	326			

$f_{m,k} =$	24	N/mm ²
$f_{t,0,k} =$	14	N/mm ²
$f_{t,90,k} =$	0,4	N/mm ²
$f_{c,0,k} =$	21	N/mm ²
$f_{c,90,k} =$	2,5	N/mm ²
$f_{v,k} =$	4	N/mm ²
$E_{0,mean} =$	11	GPa
$\rho_m =$	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k_{MOD}	$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d} \times K_{CRIT}$	M_{sd}	V_{sd}	N_{sd}	$f_{m,sd,max}$	$f_{v,sd,max}$	$f_{t,sd,max}$	$f_{c,sd,max}$	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	0,86	0,71	1,10		2,98	0,14	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,14	1,47	2,27		6,15	0,28	0,00	0,00	VERIFICATO

VERIFICA TRAVE DI COLMO 22X22:

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

COLMO A

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	$E_{0,mean}$	k_{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
22	22	19521,3	1774,7	484	20,33	0,20	9167	0,8		

G_1	G_2	Q	i	Ψ_{21}	L	L_s	α	γ_{G2}	γ_Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	2	0	6,75			1,3	1,5	2,60	2,40	SLE
										3,38	3,60	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita: $f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \Psi_{21} \cdot k_{DEF})$

f_P	f_Q	f_{IST}	f_{FIN}	FC	γ_M	
mm	mm	mm	mm	-	-	
39,3	36,3	75,6	107,0	1,20	1,50	
		89	63			

$f_{m,k} =$	24	N/mm ²
$f_{t,0,k} =$	14	N/mm ²
$f_{t,90,k} =$	0,4	N/mm ²
$f_{c,0,k} =$	21	N/mm ²
$f_{c,90,k} =$	2,5	N/mm ²
$f_{v,k} =$	4	N/mm ²
$E_{0,mean} =$	11	GPa
$\rho_m =$	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k_{MOD}	$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d} \times K_{CRIT}$	M_{sd}	V_{sd}	N_{sd}	$f_{m,sd,max}$	$f_{v,sd,max}$	$f_{t,sd,max}$	$f_{c,sd,max}$	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	3,57	19,27	11,42		10,86	0,35	0,00	0,00	NON VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	4,76	39,78	23,57		22,41	0,73	0,00	0,00	NON VERIFICATO

VERIFICA TERZERA 20X24:

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

TERZA

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	$E_{0,mean}$	k_{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pino	C24
20	24	23040,0	1920,0	480	20,16	0,20	9167	0,8		

G_1	G_2	Q	i	ψ_{2i}	L	L_s	α	γ_{G2}	γ_Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	2	0	6,75			1,3	1,5	2,60	2,40	SLE
										3,38	3,60	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita: $f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$

f_P	f_Q	f_{IST}	f_{FIN}	FC	γ_M	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E_{0,mean}$	ρ_m
mm	mm	mm	mm	-	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	GPa	daN/m ³
33,3	30,7	64,0	90,7	1,20	1,50	24	14	0,4	21	2,5	4	11	420

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k_{MOD}	$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d} \times K_{CRIT}$	M_{sd}	V_{sd}	N_{sd}	$f_{m,sd,max}$	$f_{v,sd,max}$	$f_{t,sd,max}$	$f_{c,sd,max}$	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	3,06	19,26	11,41		10,03	0,36	0,00	0,00	NON VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	4,08	39,77	23,56		20,71	0,74	0,00	0,00	NON VERIFICATO

VERIFICA CAPRIATA N.1

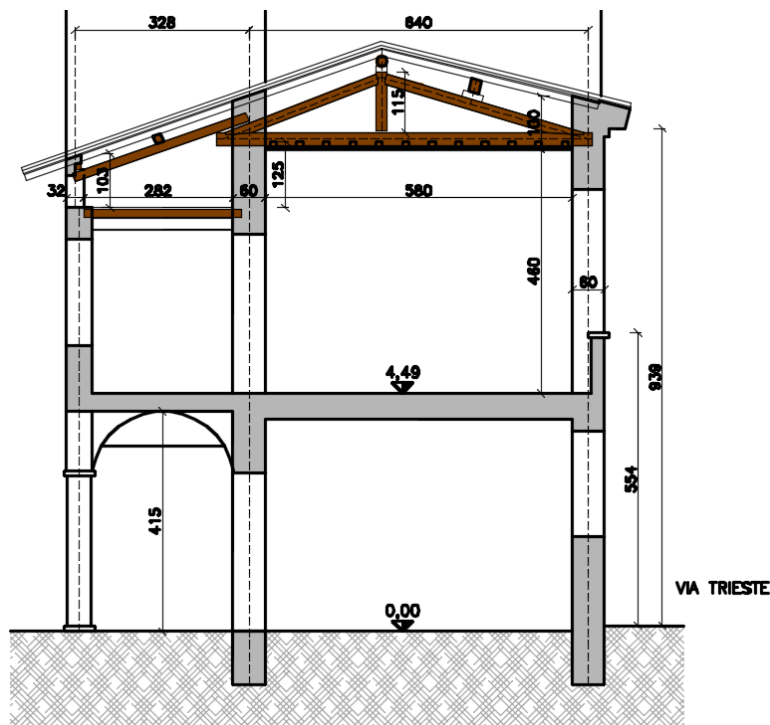


Figura 2 – Sezione tipo zona A

PROGETTO ESECUTIVO
FASCICOLO DEI CALCOLI

MATERIALE:

TIPOLOGIA	CLASSE
MASSICCIO di latifoglie	D30

FC	k _{MOD}	γ _M
-	-	-
1,2	0,8	1,5

CAPRIATA	SENZA SAETTE
----------	--------------

valori caratteristici:

f _{m,k} =	30,0	N/mm ²
f _{t,0,k} =	18,0	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,6	N/mm ²
f _{c,0,k} =	23,0	N/mm ²
f _{c,90,k} =	8,0	N/mm ²
f _{v,k} =	3,0	N/mm ²
E _{0,mean} =	10	kN/mm ²
ρ _m =	640	daN/m ³

valori di progetto:

f _{m,d} =	13,33	N/mm ²
f _{t,0,d} =	8,00	N/mm ²
f _{t,90,d} =	0,27	N/mm ²
f _{c,0,d} =	10,22	N/mm ²
f _{c,90,d} =	3,56	N/mm ²
f _{v,d} =	1,33	N/mm ²
E _{0,mean} =	8,33	kN/mm ²
ρ _m =	640,0	daN/m ³

DATI GEOMETRICI:

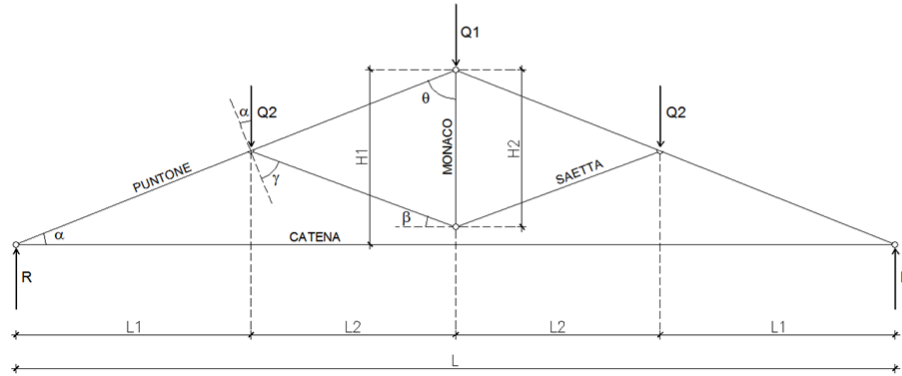
L =	7,6	m
L ₁ =	1,9	m
L ₂ =	1,9	m
H ₁ =	1,16	m
H ₂ =		m
α =	16,98	°
θ =	73,02	°
β =	nd	°
γ =	nd	°

CARICHI (SLU):

Q ₁ =	39,1	kN
Q ₂ =	39,1	kN
e =	0	m

AZIONI DI CALCOLO:

1) reazione vincolare:	R = 58,7	kN
2) tiro catena:	F _c = 192,1	kN
3) compressione puntone:	N _p = 200,9	kN
4) tiro nel monaco:	N _M = 0,0	kN
5) compressione saetta:	N _s = 0,0	kN
6) momento sui puntoni:	M _{p,max} = 37,1	kNm
7) taglio sui puntoni:	V _{p,max} = 18,7	kN



DIMENSIONI ELEMENTI COSTITUENTI LA CAPRIATA:

PUNTONI:		
sezione	rettangolare	
H =	22	cm
B =	22	cm
ϕ =		cm
A =	484	cm ²
J =	19521	cm ⁴
coeff materiale		1

CATENA:		
sezione	rettangolare	
H =	30	cm
B =	25	cm
ϕ =		cm
A =	750	cm ²
J =	56250	cm ⁴
coeff materiale		1

MONACO:		
sezione	rettangolare	
H =	22	cm
B =	22	cm
ϕ =		cm
A =	484	cm ²
J =	19521	cm ⁴
coeff materiale		1

SAETTE:		
sezione	rettangolare	
H =		cm
B =		cm
ϕ =		cm
A =	0	cm ²
J =	0	cm ⁴
coeff materiale		1

NODO PUNTONE-CATENA:		
t =		cm
a =		cm
c =	25,0	cm
φ =	nd	rad
A_1 =	0,0	cm ²
A_2 =	750,0	cm ²
α' =		°

VERIFICHE:

1) verifica a compressione del puntone:	σ _{MAX} = 6,23	N/mm ²	≤	f _{c,0,d} = 10,22	VERIFICATO	(I)
2) verifica a trazione della catena:	σ _{MAX} = 2,56	N/mm ²	≤	f _{t,0,d} = 8,00	VERIFICATO	(II)
3) verifica a compressione nodo puntone-catena:	σ _{MAX} = #####	N/mm ²	#DIV/0!	f _{c,α',d} = 10,22	#DIV/0!	(III)
4) verifica a taglio del tallone della catena:	τ _{MAX} = #####	N/mm ²	#DIV/0!	f _{v,d} = 1,33	#DIV/0!	
5) verifica a compressione del nodo puntone-monaco:	σ _{MAX} = #####	N/mm ²	#DIV/0!	f _{c,θ,d} = 3,85	#DIV/0!	(IV)
6) verifica a taglio del tallone superiore del monaco:	τ _{MAX} = #####	N/mm ²	#DIV/0!	f _{v,d} = 1,33	#DIV/0!	
7) verifica a trazione del monaco (solo con saette):	σ _{MAX} = 0,00	N/mm ²		f _{t,0,d} = 8,00		
8) verifica a compressione della saetta:	σ _{MAX} = 0,00	N/mm ²		f _{c,0,d} = 10,22		(I)
9) verifica del tallone inferiore del monaco:	τ _{MAX} = #####	N/mm ²		f _{v,d} = 1,33		
10) verifica a pressoflessione dei puntoni:	(σ _c / f _{c,0,d}) ² + σ _m / f _{m,d} = 1,94	N/mm ²	>	1,00	NON VERIFICATO	
11) verifica a taglio dei puntoni:	τ _{MAX} = 0,58	N/mm ²	≤	f _{v,d} = 1,33	VERIFICATO	(V)

NODO PUNTONE-MONACO:		
t =		cm
a =		cm
c =	22,0	cm
$\varphi =$	nd	rad
$A_1 =$	0,0	cm ²
$A_2 =$	484,0	cm ²
$\theta' =$		°

NODO PUNTONE-SAETTA:		
a =		cm
c =	22,0	cm
φ =	nd	rad
A_1 =	0,0	cm ²
A_2 =	484,0	cm ²
a' =		cm
c' =		cm
φ' =		rad
A_3 =		cm ²

NODO SAETTA-MONACO:		
t =		cm
a =		cm
c =	22,0	cm
φ =	nd	rad
A ₁ =	0,0	cm ²
A ₂ =	484,0	cm ²

(I) si considera l'instabilità utilizzando un fattore correttivo α = 1,5 e (se presente) l'area ridotta del nodo puntone-saetta

(II) per la verifica a trazione della catena si utilizza l'area ridotta del nodo puntone-catena (A₂)

(III) per compressione agente obliquamente si utilizza l'espressione correttiva: f_{c,α'} = f_{c,0} - (f_{c,0} - f_{c,90}) * sen(α)

(IV) per compressione agente obliquamente si utilizza l'espressione correttiva: f_{c,θ'} = f_{c,0} - (f_{c,0} - f_{c,90}) * sen(θ)

(V) τ_{max} ricavate mediante formulazione di Jourawski

VERIFICA PUNTONI 12X16 COPERTURA BALCONATA

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

PUNTA

IN SEMPLICE APPOGGIO CON CARICO CONCENTRATO NEL PUNTO GENERICO "a"

b cm	h cm	J cm ⁴	W cm ³	A cm ²	g daN/m	g kN/m	E _{0,mean} N/mm ²	k _{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
12	16	4096,0	512,0	192	12,29	0,12	9167	0,6	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24

G ₁ kN/m ²	G ₂ kN/m ²	Q kN/m ²	S m ²	ψ _{2i}	L m	a m	α °	γ _{G2}	γ _Q	P(g) kN	P(q) kN
0,5	0,7	1,2	4	0	2,9	1,45	20	1,3	1,5	5,49	4,80
										7,13	7,20

f _p mm	f _Q mm	f _{IST} mm	f _{FIN} mm	FC	γ _M
8,4	7,4	15,8	20,8	1,20	1,50

f _{m,k} = 30 N/mm ²	f _{t,0,k} = 18 N/mm ²	f _{t,90,k} = 0,6 N/mm ²	f _{c,0,k} = 23 N/mm ²	f _{c,90,k} = 8 N/mm ²	f _{v,k} = 4 N/mm ²	E _{0,mean} = 11 GPa	ρ _m = 640 daN/m ³
---	---	---	---	---	--	------------------------------	---

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_p \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d} N/mm ²	f _{v,d} N/mm ²	f _{t,d} N/mm ²	f _{c,d} × K _{CRIT} N/mm ²	M _{sd} kNm	V _{sd} kN	N _{sd} kN	f _{m,sd} max N/mm ²	f _{v,sd} max N/mm ²	f _{t,sd} max N/mm ²	f _{c,sd} max N/mm ²	
permanenti	0,6	10,00	1,33	6,00	8,16	5,17	3,57		10,10	0,28	0,00	0,00	NON VERIFICATO
perm + variabili	0,8	13,33	1,78	8,00	10,87	10,39	7,17		20,30	0,56	0,00	0,00	NON VERIFICATO

3.2. VERIFICA ELEMENTI DEL SOTTOTETTO IN LEGNO - ZONA A

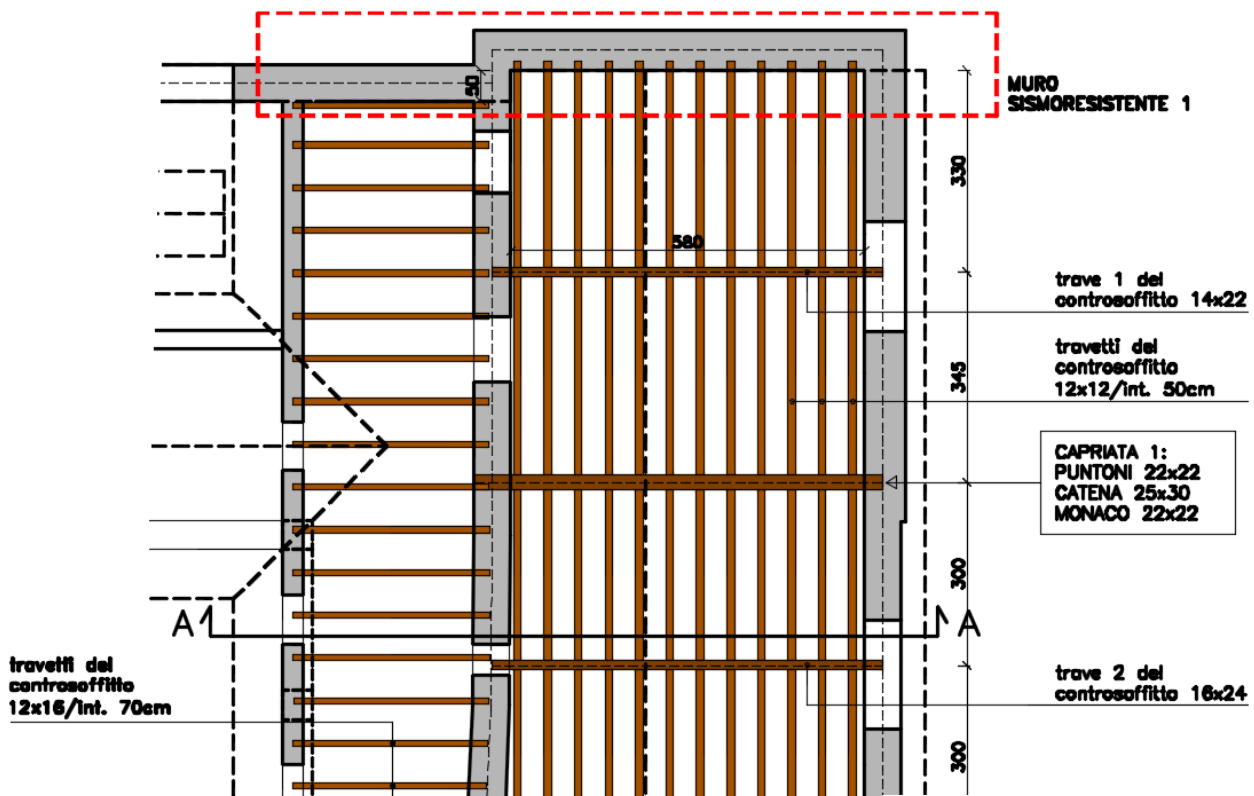


Figura 1 – Pianta strutturale di porzione significativa della zona A degli elementi del solaio di sottotetto per individuazione degli elementi sottoposti a verifica

VERIFICA TRAVETTI SOTTOTETTO ZONA A

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT A

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	E _{0,mean}	k _{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
12	12	1728,0	288,0	144	6,05	0,06	9167	0,6		

G ₁	G ₂	Q	i	ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m
0,7	0	0,5	0,5	0	3,45			1,3	1,5	0,41	0,25

0,53	0,38	SLE	SLU
------	------	-----	-----

$$f_{FIN} = f_p \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _p	f _Q	f _{IST}	f _{FIN}	FC	γ _M
mm	mm	mm	mm	-	-
4,8	2,9	7,7	10,6	1,20	1,50

f _{m,k} = 24 N/mm ²	f _{t,0,k} = 14 N/mm ²	f _{t,90,k} = 0,4 N/mm ²	f _{c,0,k} = 21 N/mm ²	f _{c,90,k} = 2,5 N/mm ²	f _{v,k} = 4 N/mm ²	E _{0,mean} = 11 GPa	ρ _m = 420 daN/m ³
---	---	---	---	---	--	------------------------------	---

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
-	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,21	0,79	0,92		2,76	0,10	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,62	1,35	1,57		4,69	0,16	0,00	0,00	VERIFICATO

VERIFICA TRAVETTI SOTTOTETTO ZONA A – PORTICO

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT A2

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	E _{0,mean}	k _{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
12	16	4096,0	512,0	192	8,06	0,08	9167	0,6		

G ₁	G ₂	Q	i	ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m
2,5	0	0,5	0,7	0	2,9			1,3	1,5	1,83	0,35

2,38	0,53	SLE	SLU
------	------	-----	-----

$$f_{FIN} = f_p \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _p	f _Q	f _{IST}	f _{FIN}	FC	γ _M
mm	mm	mm	mm	-	-
4,5	0,9	5,3	8,0	1,20	1,50

f _{m,k} = 24 N/mm ²	f _{t,0,k} = 14 N/mm ²	f _{t,90,k} = 0,4 N/mm ²	f _{c,0,k} = 21 N/mm ²	f _{c,90,k} = 2,5 N/mm ²	f _{v,k} = 4 N/mm ²	E _{0,mean} = 11 GPa	ρ _m = 420 daN/m ³
---	---	---	---	---	--	------------------------------	---

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
-	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,21	2,50	3,45		4,89	0,27	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,62	3,05	4,21		5,96	0,33	0,00	0,00	VERIFICATO

VERIFICA TRAVE SOTTOTETTO 1 14x22

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT.A1

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h
cm	cm
14	22

J	W	A	g	g
cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m
12422,7	1129,3	308	12,94	0,13

E _{0,mean}	k _{DEF}
N/mm ²	-
9167	0,6

TIPOLOGIA	CLASSE
MASSICCIO di conifera e pioppo	C24

G ₁	G ₂	Q	i	Ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m
0,7	0	0,5	3,38	0	5,9			1,3	1,5	2,50	1,69
										3,24	2,54

SLE
SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _P	f _Q
mm	mm
34,6	23,4

f _{IST}	L
mm	
58,0	102

f _{FIN}	L
mm	
78,7	75

FC	γ _M
-	-
1,20	1,50

f _{m,k} =	24	N/mm ²
f _{t,0,k} =	14	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,4	N/mm ²
f _{c,0,k} =	21	N/mm ²
f _{c,90,k} =	2,5	N/mm ²
f _{v,k} =	4	N/mm ²
E _{0,mean} =	11	GPa
ρ _m =	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,19	14,12	9,57		12,50	0,47	0,00	0,00	NON VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,58	25,15	17,05		22,27	0,83	0,00	0,00	NON VERIFICATO

VERIFICA TRAVE SOTTOTETTO 2 16x24

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT.A2

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h
cm	cm
16	24

J	W	A	g	g
cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m
18432,0	1536,0	384	16,13	0,16

E _{0,mean}	k _{DEF}
N/mm ²	-
9167	0,6

TIPOLOGIA	CLASSE
MASSICCIO di conifera e pioppo	C24

G ₁	G ₂	Q	i	Ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m
0,7	0	0,5	3	0	5,9			1,3	1,5	2,26	1,50
										2,94	2,25

SLE
SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _P	f _Q
mm	mm
21,1	14,0

f _{IST}	L
mm	
35,1	168

f _{FIN}	L
mm	
47,8	123

FC	γ _M
-	-
1,20	1,50

f _{m,k} =	24	N/mm ²
f _{t,0,k} =	14	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,4	N/mm ²
f _{c,0,k} =	21	N/mm ²
f _{c,90,k} =	2,5	N/mm ²
f _{v,k} =	4	N/mm ²
E _{0,mean} =	11	GPa
ρ _m =	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,53	12,79	8,67		8,33	0,34	0,00	0,00	NON VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	2,04	22,58	15,31		14,70	0,60	0,00	0,00	NON VERIFICATO

3.3. VERIFICA STRUTTURE DI COPERTURA IN LEGNO - ZONA B

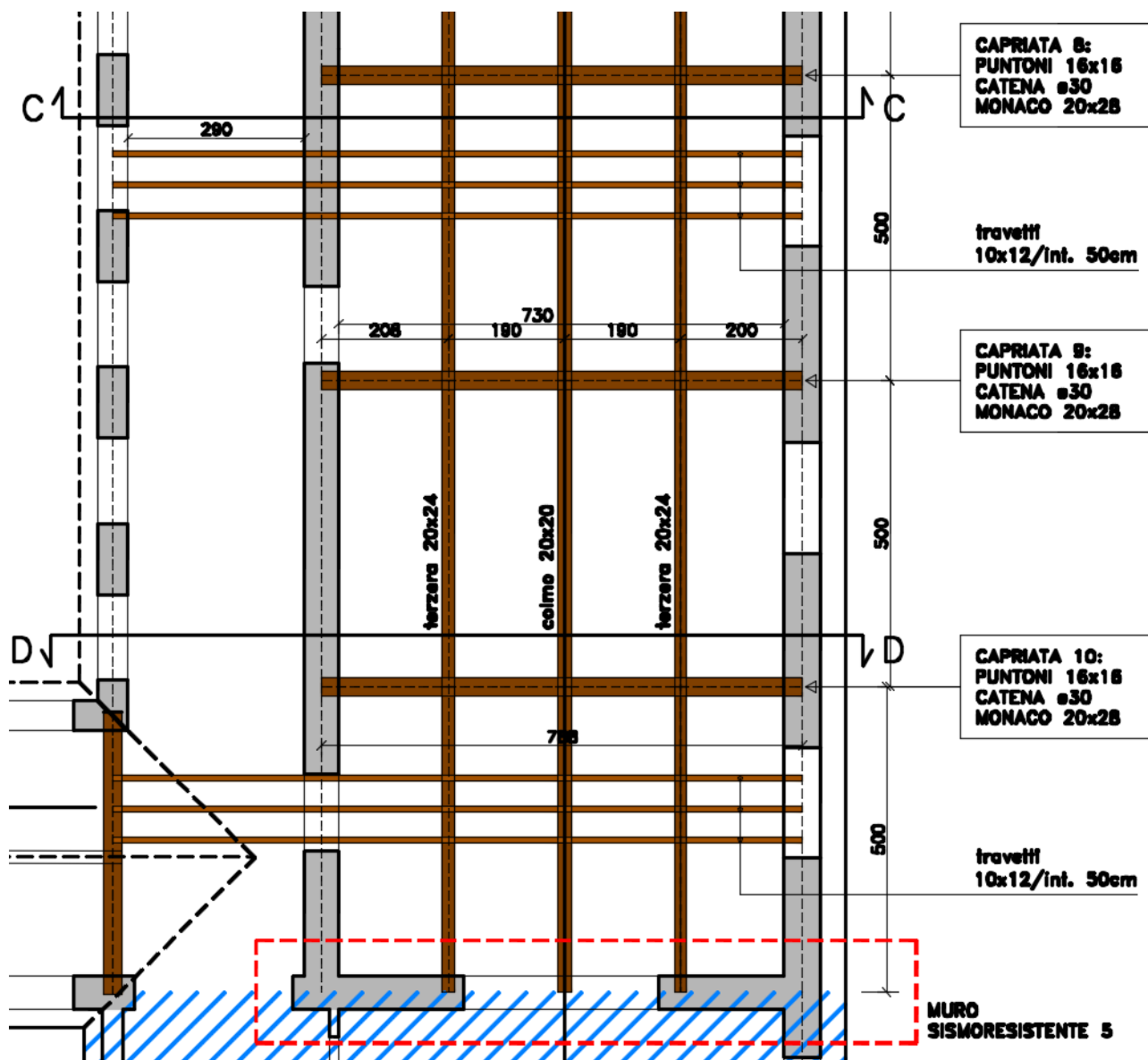


Figura 4 – Pianta strutturale di porzione significativa delle strutture di copertura della zona B per individuazione degli elementi sottoposti a verifica

VERIFICA TRAVETTI DELLA COPERTURA

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

travetti B

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	E _{0,mean}	k _{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
10	12	1440,0	240,0	120	5,04	0,05	11000	0,8		

G ₁	G ₂	Q	i	ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	0,5	0	3,1		20	1,3	1,5	0,69	0,60	SLE
										0,90	0,90	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _P	f _Q	f _{IST}	f _{FIN}	FC	γ _M
mm	mm	mm	mm	-	-
5,9	5,2	11,1	15,9	1,00	1,50

f _{m,k} =	24	N/mm ²
f _{t,0,k} =	14	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,4	N/mm ²
f _{c,0,k} =	21	N/mm ²
f _{c,90,k} =	2,5	N/mm ²
f _{v,k} =	4	N/mm ²
E _{0,mean} =	11	GPa
ρ _m =	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	9,60	1,60	5,60	1,82	1,08	1,39		4,50	0,17	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	12,80	2,13	7,47	2,43	2,16	2,79		9,01	0,35	0,00	0,00	VERIFICATO

VERIFICA TRAVE DI COLMO 20X20

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

TERZA

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	E _{0,mean}	k _{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
20	20	13333,3	1333,3	400	16,80	0,17	9167	0,6		

G ₁	G ₂	Q	i	ψ _{2i}	L	L _s	α	γ _{G2}	γ _Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	2	0	5			1,3	1,5	2,57	2,40	SLE
										3,34	3,60	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f _P	f _Q	f _{IST}	f _{FIN}	FC	γ _M
mm	mm	mm	mm	-	-
17,1	16,0	33,1	43,3	1,20	1,50

f _{m,k} =	24	N/mm ²
f _{t,0,k} =	14	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,4	N/mm ²
f _{c,0,k} =	21	N/mm ²
f _{c,90,k} =	2,5	N/mm ²
f _{v,k} =	4	N/mm ²
E _{0,mean} =	11	GPa
ρ _m =	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD}	f _{m,d}	f _{v,d}	f _{t,d}	f _{c,d} × K _{CRIT}	M _{sd}	V _{sd}	N _{sd}	f _{m,sd} max	f _{v,sd} max	f _{t,sd} max	f _{c,sd} max	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	3,06	10,43	8,35		7,82	0,31	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	4,08	21,68	17,35		16,26	0,65	0,00	0,00	NON VERIFICATO

VERIFICA TERZERA 20X24:

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

TERZ B

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	$E_{0,mean}$	k_{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	daN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
20	24	23040,0	1920,0	480	20,16	0,20	9167	0,6		

G_1	G_2	Q	i	ψ_{2i}	L	L_s	α	γ_{G2}	γ_Q	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,5	0,7	1,2	2	0	5			1,3	1,5	2,60	2,40	SLE
										3,38	3,60	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita:

$$f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$$

f_P	f_Q	f_{IST}	f_{FIN}	FC	γ_M
mm	mm	mm	mm	-	-
10,0	9,2	19,3	25,3	1,20	1,50

$f_{m,k}$	24	N/mm ²
$f_{t,0,k}$	14	N/mm ²
$f_{t,90,k}$	0,4	N/mm ²
$f_{c,0,k}$	21	N/mm ²
$f_{c,90,k}$	2,5	N/mm ²
$f_{v,k}$	4	N/mm ²
$E_{0,mean}$	11	GPa
ρ_m	420	daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k_{MOD}	$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d} \times K_{CRIT}$	$M_{s,d}$	$V_{s,d}$	$N_{s,d}$	$f_{m,sd,max}$	$f_{v,sd,max}$	$f_{t,sd,max}$	$f_{c,sd,max}$	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,33	10,57	8,46		5,50	0,26	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,77	21,82	17,46		11,36	0,55	0,00	0,00	NON VERIFICATO

VERIFICA CAPRIATA N.10

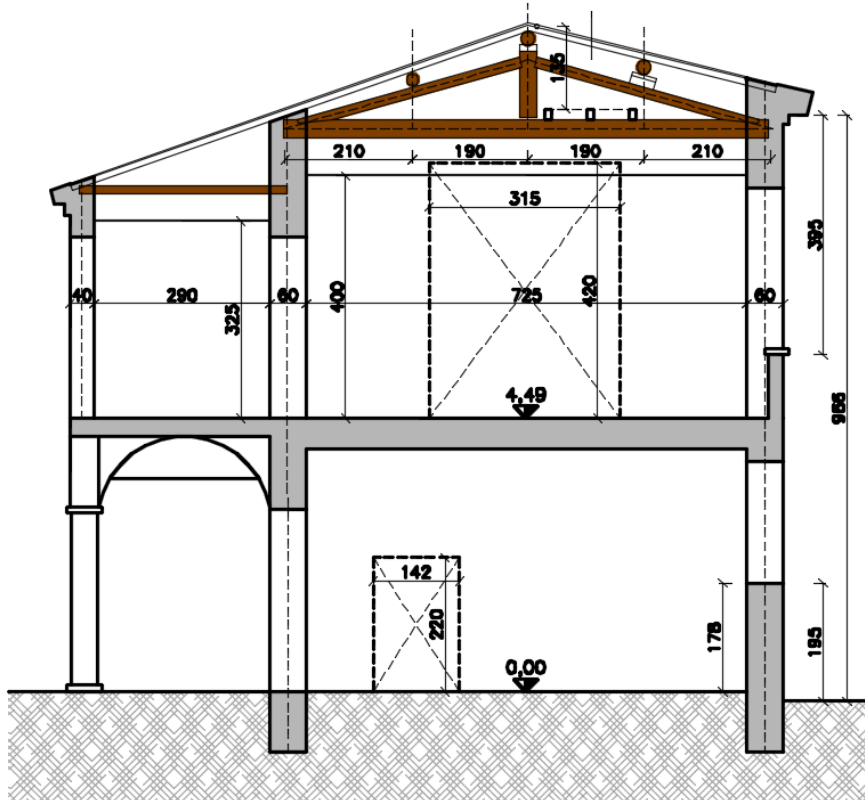


Figura 2 – Sezione tipo zona B

PROGETTO ESECUTIVO
FASCICOLO DEI CALCOLI

MATERIALE:

TIPOLOGIA	CLASSE
MASSICCIO di latifoglie	D30

FC	k _{MOD}	γ _M
1,2	0,8	1,5

CAPRIATA	SENZA SAETTE
----------	--------------

valori caratteristici:

f _{m,k} =	30,0	N/mm ²
f _{t,0,k} =	18,0	N/mm ²
f _{t,90,k} =	0,6	N/mm ²
f _{c,0,k} =	23,0	N/mm ²
f _{c,90,k} =	8,0	N/mm ²
f _{v,k} =	3,0	N/mm ²
E _{0,mean} =	10	kN/mm ²
ρ _m =	640	daN/m ³

valori di progetto:

f _{m,d} =	13,33	N/mm ²
f _{t,0,d} =	8,00	N/mm ²
f _{t,90,d} =	0,27	N/mm ²
f _{c,0,d} =	10,22	N/mm ²
f _{c,90,d} =	3,56	N/mm ²
f _{v,d} =	1,33	N/mm ²
E _{0,mean} =	8,33	kN/mm ²
ρ _m =	640,0	daN/m ³

DATI GEOMETRICI:

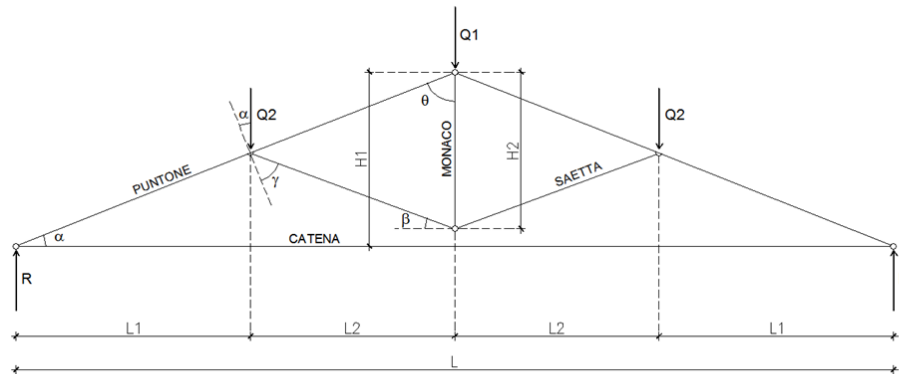
L =	7,8	m
L ₁ =	2	m
L ₂ =	1,9	m
H ₁ =	1,15	m
H ₂ =		m
α =	16,44	°
θ =	73,56	°
β =	nd	°
γ =	nd	°

CARICHI (SLU):

Q ₁ =	32,3	kN
Q ₂ =	32,3	kN
e =	0	m

AZIONI DI CALCOLO:

- 1) reazione vincolare:
R = 48,5 kN
- 2) tiro catena:
F_c = 164,3 kN
- 3) compressione puntone:
N_p = 171,3 kN
- 4) tiro nel monaco:
N_M = 0,0 kN
- 5) compressione saetta:
N_s = 0,0 kN
- 6) momento sui puntoni:
M_{p,max} = 31,5 kNm
- 7) taglio sui puntoni:
V_{p,max} = 15,9 kN



DIMENSIONI ELEMENTI COSTITUENTI LA CAPRIATA:

PUNTONI:	
sezione	rettangolare
H =	16 cm
B =	16 cm
φ =	cm
A =	256 cm ²
J =	5461 cm ⁴
coeff materiale	1

CATENA:	
sezione	circolare
H =	cm
B =	cm
φ =	30 cm
A =	706,5 cm ²
J =	39741 cm ⁴
coeff materiale	1

MONACO:	
sezione	rettangolare
H =	20 cm
B =	28 cm
φ =	cm
A =	560 cm ²
J =	18667 cm ⁴
coeff materiale	1

SAETTE:	
sezione	rettangolare
H =	cm
B =	cm
φ =	cm
A =	0 cm ²
J =	0 cm ⁴
coeff materiale	1

NODO PUNTE-CATENA:	
t =	cm
a =	cm
c =	0,0 cm
φ =	0,00 rad
A ₁ =	0,0 cm ²
A ₂ =	706,5 cm ²
α' =	°

VERIFICHE:

1) verifica a compressione del puntone:	$\sigma_{MAX} = 10,04$ N/mm ²	≤	f _{c,0,d} = 10,22	VERIFICATO	(I)
2) verifica a trazione della catena:	$\sigma_{MAX} = 2,33$ N/mm ²	≤	f _{t,0,d} = 8,00	VERIFICATO	(II)
3) verifica a compressione nodo puntone-catena:	$\sigma_{MAX} = #####$ N/mm ²	#DIV/0!	f _{c,0',d} = 10,22	#DIV/0!	(III)
4) verifica a taglio del tallone della catena:	$\tau_{MAX} = #####$ N/mm ²	#DIV/0!	f _{v,d} = 1,33	#DIV/0!	
5) verifica a compressione del nodo puntone-monaco:	$\sigma_{MAX} = #####$ N/mm ²	#DIV/0!	f _{c,0,d} = 3,83	#DIV/0!	(IV)
6) verifica a taglio del tallone superiore del monaco:	$\tau_{MAX} = #####$ N/mm ²	#DIV/0!	f _{v,d} = 1,33	#DIV/0!	
7) verifica a trazione del monaco (solo con saette):	$\sigma_{MAX} = 0,00$ N/mm ²		f _{t,0,d} = 8,00		
8) verifica a compressione della saetta:	$\sigma_{MAX} = 0,00$ N/mm ²		f _{c,0,d} = 10,22		(I)
9) verifica del tallone inferiore del monaco:	$\tau_{MAX} = #####$ N/mm ²		f _{v,d} = 1,33		
10) verifica a pressoflessione dei puntoni:	$(\sigma_c / f_{c,0,d})^2 + \sigma_m / f_{m,d} = 4,42$ N/mm ²	>	1,00	NON VERIFICATO	
11) verifica a taglio dei puntoni:	$\tau_{MAX} = 0,93$ N/mm ²	≤	f _{v,d} = 1,33	VERIFICATO	(V)

NODO PUNTE-MONACO:	
t =	cm
a =	cm
c =	28,0 cm
φ =	nd rad
A ₁ =	0,0 cm ²
A ₂ =	560,0 cm ²
θ' =	°

NODO PUNTE-SAETTA:	
a =	cm
c =	16,0 cm
φ =	nd rad
A ₁ =	0,0 cm ²
A ₂ =	256,0 cm ²
a' =	cm
c' =	cm
φ' =	rad
A ₃ =	cm ²

NODO SAETTA-MONACO:	
t =	cm
a =	cm
c =	28,0 cm
φ =	nd rad
A ₁ =	0,0 cm ²
A ₂ =	560,0 cm ²

- (I) si considera l'instabilità utilizzando un fattore correttivo φ = 1,5 e (se presente) l'area ridotta del nodo puntone-saetta
 (II) per la verifica a trazione della catena si utilizza l'area ridotta del nodo puntone-catena (A₂)
 (III) per compressione agente obliquamente si utilizza l'espressione correttiva: f_{c,0'} = f_{c,0} - (f_{c,0} - f_{c,90}) * sen(α)
 (IV) per compressione agente obliquamente si utilizza l'espressione correttiva: f_{c,0'} = f_{c,0} - (f_{c,0} - f_{c,90}) * sen(θ)
 (V) τ_{max} ricavate mediante formulazione di Jourawski

3.4. VERIFICA ELEMENTI DEL SOTTOTETTO IN LEGNO - ZONA B

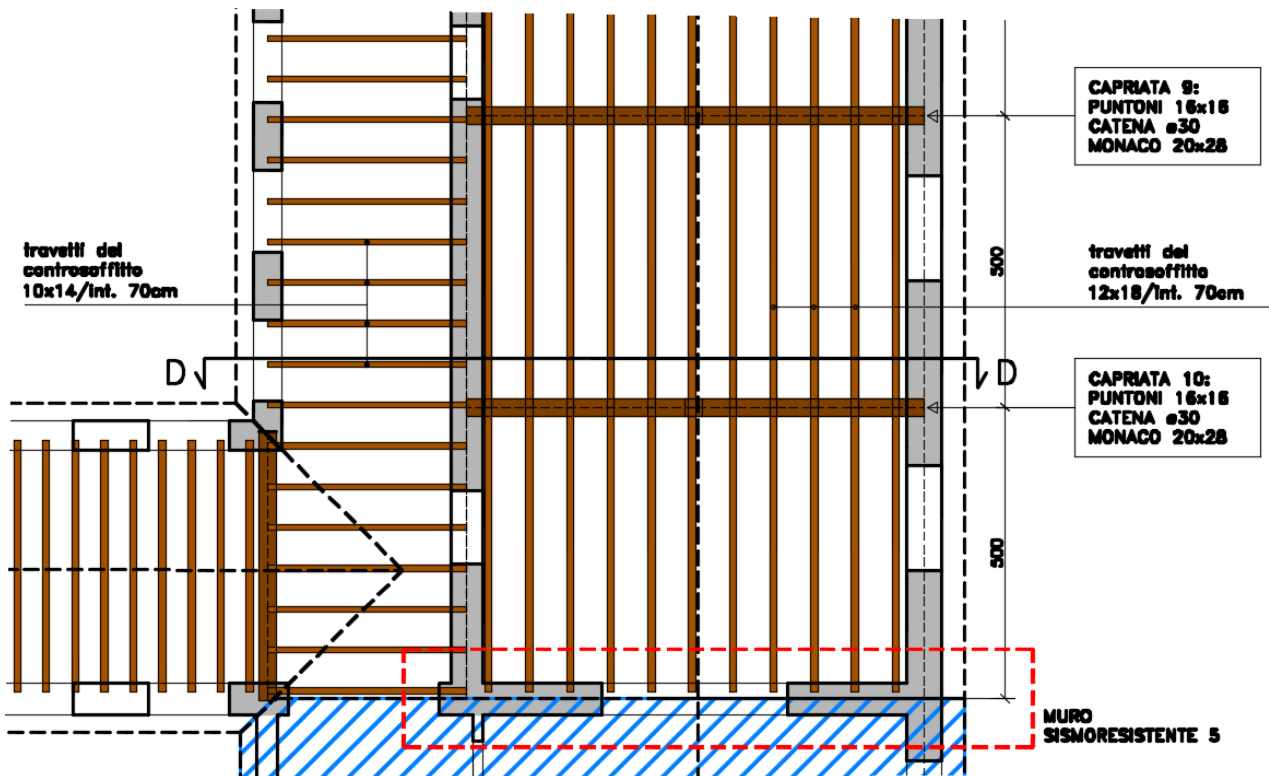


Figura 6 – Pianta strutturale di porzione significativa della zona B degli elementi del solaio di sottotetto per individuazione degli elementi sottoposti a verifica

VERIFICA TRAVETTI SOTTOTETTO ZONA B

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT B

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b	h	J	W	A	g	g	$E_{0,mean}$	k_{DEF}	TIPOLOGIA	CLASSE
cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ²	daN/m	kN/m	N/mm ²	-	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24
12	18	5832,0	648,0	216	9,07	0,09	9167	0,6		

G_1	G_2	Q	i	Ψ_{2i}	L	L_s	α	γ_{G2}	γ_G	g	q	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	-	m	m	°	-	-	kN/m	kN/m	
0,7	0	0,5	0,7	0	5			1,3	1,5	0,58	0,35	SLE
										0,75	0,53	SLU

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita: $f_{FIN} = f_P \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \Psi_{2i} \cdot k_{DEF})$

f_P	f_Q	f_{IST}	f_{FIN}	FC	γ_M
mm	mm	mm	mm	-	-
8,8	5,3	14,2	19,5	1,20	1,50

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k_{MOD}	$f_{m,d}$	$f_{v,d}$	$f_{t,d}$	$f_{c,d} \times K_{CRIT}$	M_{sd}	V_{sd}	N_{sd}	$f_{m,sd,max}$	$f_{v,sd,max}$	$f_{t,sd,max}$	$f_{c,sd,max}$	
	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kNm	kN	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	1,21	2,36	1,89		3,64	0,13	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,62	4,00	3,20		6,17	0,22	0,00	0,00	VERIFICATO

VERIFICA TRAVETTI SOTTOTETTO ZONA B - PORTICO

VERIFICA TRAVE IN LEGNO A SEZIONE RETTANGOLARE:

SOTT B2

IN SEMPLICE APPOGGIO + EVENTUALE SBALZO CON CARICO UNIFORME DISTRIBUITO

b cm	h cm	J cm ⁴	W cm ³	A cm ²	g daN/m	g kN/m	E _{0,mean} N/mm ²	k _{DEF} -	TIPOLOGIA	CLASSE
10	14	2286,7	326,7	140	5,88	0,06	9167	0,6	MASSICCIO di conifera e pioppo	C24

G ₁ kN/m ²	G ₂ kN/m ²	Q kN/m ²	i m	ψ _{2i} -	L m	L _s m	α °	γ _{G2} -	γ _Q -	g kN/m	q kN/m
0,7	0	0,5	0,7	0	3			1,3	1,5	0,55	0,35
										0,71	0,53

Verifica SLE - calcolo della freccia istantanea e differita: $f_{FIN} = f_p \cdot (1 + k_{DEF}) + f_Q \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot k_{DEF})$

f _p mm	f _Q mm	f _{IST} mm	L mm	f _{FIN} mm	L mm	FC -	γ _M -
2,8	1,8	4,5	663	6,2	485	1,20	1,50

f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	E _{0,mean}	ρ _m
24 N/mm ²	14 N/mm ²	0,4 N/mm ²	21 N/mm ²	2,5 N/mm ²	4 N/mm ²	11 GPa	420 daN/m ³

Verifica SLU - calcolo sollecitazioni massime:

carichi	k _{MOD} -	f _{m,d} N/mm ²	f _{v,d} N/mm ²	f _{t,d} N/mm ²	f _{c,d} × K _{CRIT} N/mm ²	M _{sd} kNm	V _{sd} kN	N _{sd} kN	f _{m,sd} max N/mm ²	f _{v,sd} max N/mm ²	f _{t,sd} max N/mm ²	f _{c,sd} max N/mm ²	
permanenti	0,6	8,00	1,33	4,67	0,86	0,80	1,07		2,46	0,11	0,00	0,00	VERIFICATO
perm + variabili	0,8	10,67	1,78	6,22	1,14	1,39	1,86		4,27	0,20	0,00	0,00	VERIFICATO

Oltre alle verifiche sopra riportate sono stati calcolati anche i tassi di lavoro degli elementi strutturali principali esistenti sotto il solo carico permanente. Sarebbe opportuno limitare tale tasso di sforzo a valori inferiori a 6 MPa, valori superiori sono da considerarsi incompatibili anche per materiali "storici". I risultati sono riportati nelle tabelle seguenti e graficizzati nella tavola strutturale "S1-ESE STATO DI FATTO DEL DEGRADO STRUTTURALE".

ELEMENTI STRUTTURALI CONTROSOFFITTO

TRAVE	SEZIONE (mm)				LUNGHEZZA (m)		SOLLECITAZ		CARICO PERMANENTE		
	B	H	Ø	W	L	i	M _{sd} (kNm)	σ (MPa)	G =	0,7	kN/m ²
TRAVETTI 12x16	120	160		512000	2,95	0,7	0,53	1,04			
TRAVETTI 12x12	120	120		288000	3,45	0,5	0,52	1,81			
TRAVETTI 12x20	120	200		800000	5,23	0,5	1,20	1,50			
TRAVE 1	140	220		1129333	5,95	3,375	10,45	9,26			
TRAVE 2	160	240		1536000	5,95	3	9,29	6,05			
TRAVE 3	140	300		2100000	6,11	2,375	7,76	3,69			
TRAVE 4	120	300		1800000	6,26	2,625	9,00	5,00			
TRAVE 5	150	300		2250000	6,26	2,55	8,74	3,89			
CATENA CAPRIATA 1	250	300		3750000	5,95	3,225	9,99	2,66			
CATENA CAPRIATA 2	280	260		3154667	5,95	2,7	8,36	2,65			
CATENA CAPRIATA 3	350	350		7145833	6,18	2,575	8,61	1,20			
CATENA CAPRIATA 4	290	360		6264000	6,27	2,45	8,43	1,35			
CATENA CAPRIATA 5	300	380		7220000	6,12	3,94	12,91	1,79			
CATENA CAPRIATA 6	260	280		3397333	5,9	2,62	7,98	2,35			
TRAVETTI 12x18	120	180		648000	5	0,7	1,53	2,36			
TRAVETTI 10x14	100	140		326667	3	0,7	0,55	1,69			
CATENA CAPRIATA 7	250	250		2604167	7,3	5	23,31	8,95			
CATENA CAPRIATA 8			300	2649375	7,3	5	23,31	8,80			
CATENA CAPRIATA 9			300	2649375	7,3	5	23,31	8,80			
CATENA CAPRIATA 10			300	2649375	7,3	5	23,31	8,80			

ELEMENTI STRUTTURALI TETTO

TRAVE	SEZIONE (mm)				LUNGHEZZE (m)		SOLLECITAZ		CARICO PERMANENTE		
	B	H	Ø	W	L	i	M _{sd} (kNm)	σ (MPa)	G	1,2	kN/m²
TRAVETTICOP	100	120		240000	2,6	0,5	0,54	2,26			
TERZERA 1			230	1193887	6,75	1,8	13,16	11,03			
COLMO 1			200	785000	6,75	2	14,63	18,63			
TERZERA 2	250	250		2604167	6	1,8	10,40	3,99			
COLMO 2			200	785000	6	2	11,56	14,72			
TERZERA 3	220	250		2291667	4,75	1,8	6,52	2,84			
COLMO 3	220	200		1466667	4,75	2,1	7,60	5,19	ZONA A		
TERZERA 4			250	1533203	5,25	1,8	7,96	5,19			
COLMO 4			220	1044835	5,25	2,15	9,51	9,10			
TERZERA 5	260	260		2929333	5,1	1,8	7,51	2,57			
COLMO 5			260	1724645	5,1	2,15	8,98	5,20			
TERZERA 6			180	572265	5,2	1,8	7,81	13,65			
COLMO 6	240	240		2304000	5,2	2,1	9,11	3,96			
TERZERA 7N	240	240		2304000	4,6	1,8	6,11	2,65			
COLMO 7			240	1356480	4,6	1,8	6,11	4,51			
TERZERA 7S	280	240		2688000	4,6	1,8	6,11	2,27			
TERZERA 8N			300	2649375	5	1,8	7,22	2,73			
COLMO 8			360	4578120	5	1,8	7,22	1,58	ZONA CENTRALE		
TERZERA 8S			240	1356480	5	1,8	7,22	5,32			
TERZERA 9N	200	300		3000000	5,1	1,8	7,51	2,50			
COLMO 9			230	1193887	5,1	1,8	7,51	6,29			
TERZERA 9S			240	1356480	5,1	1,8	7,51	5,54			
TRAVETTICOP	100	120		240000	3	0,5	0,72	3,01			
TERZERA 10N											
COLMO 10											
TERZERA 10S											
TERZERA 11N	140	190		842333	5	1,8	7,22	8,57			
COLMO 11	210	220		1694000	5	1,8	7,22	4,26			
TERZERA 11S			230	1193887	5	1,8	7,22	6,05	ZONA B		
TERZERA 12N			250	1533203	5	1,8	7,22	4,71			
COLMO 12			240	1356480	5	1,8	7,22	5,32			
TERZERA 12S			240	1356480	5	1,8	7,22	5,32			
TERZERA 13N	200	250		2083333	5	1,8	7,22	3,47			
COLMO 13			330	3526318	5	1,8	7,22	2,05			
TERZERA 13S			260	1724645	5	1,8	7,22	4,19			
TERZERA PORTICO 1			160	401920	2,23	1,4	1,12	2,78			
TERZERA PORTICO 2			160	401920	2,77	1,4	1,72	4,29			
TERZERA PORTICO 3			160	401920	2,79	1,4	1,75	4,35			
TERZERA PORTICO 4			160	401920	2,9	1,4	1,89	4,70			
TERZERA PORTICO 5			160	401920	2,74	1,35	1,63	4,05			
TERZERA PORTICO 6			160	401920	2,88	1,3	1,73	4,31	ZONA A PORTICO		
TERZERA PORTICO 7			160	401920	2,95	1,25	1,75	4,34			
TERZERA PORTICO 8			160	401920	3,62	1,2	2,52	6,28			
TERZERA PORTICO 9			160	401920	3,44	1,25	2,37	5,91			
TERZERA PORTICO 10			160	401920	3,05	1,3	1,94	4,83			
TERZERA PORTICO 11			160	401920	2,93	1,35	1,86	4,63			
PUNTO PORTICO 1	120	160		512000	2,90	2,50	3,37	6,59			
PUNTO PORTICO 2	120	160		512000	2,90	2,78	3,75	7,33			
PUNTO PORTICO 3	120	160		512000	2,90	2,85	3,85	7,51			
PUNTO PORTICO 4	120	160		512000	2,90	2,82	3,81	7,43			
PUNTO PORTICO 5	120	160		512000	2,90	2,81	3,79	7,41	ZONA A PORTICO		
PUNTO PORTICO 6	120	160		512000	2,90	2,92	3,94	7,70			
PUNTO PORTICO 7	120	160		512000	2,90	3,29	4,44	8,67			
PUNTO PORTICO 8	120	160		512000	2,90	3,53	4,76	9,31			
PUNTO PORTICO 9	120	160		512000	2,90	3,25	4,39	8,57			
PUNTO PORTICO 10	120	160		512000	2,90	2,99	4,04	7,88			

4. ADEGUAMENTO STATICO AI CARICHI GRAVITAZIONALI

In considerazione del tasso di lavoro e delle verifiche degli elementi strutturali esistenti si è deciso di considerare ancora efficaci i soli travetti esistenti di recente sostituzione (zona sud-ovest) e i travetti del controsoffitto e di prevedere l'inserimento di nuovi travetti aventi funzione di "scaricare" le strutture esistenti e "appendere" le travi di colmo che verranno sostituite qualora le ulteriori indagini previste durante i lavori mostrassero caratteristiche incompatibili con quelle minime ipotizzate (classe C24). Il progetto prevede pertanto l'inserimento dei travetti esistenti con nuovi travetti interposti tra gli stessi.

Le travi terzere vengono scaricate. La trave di colmo risulta sovraccaricata e pertanto viene rinforzata riducendone la luce introducendo le nuove capriate C1.

Carichi permanenti: $g = 120 \text{ daN} / \text{m}^2$

Carichi accidentali (neve): $q = 120 \text{ daN} / \text{m}^2$

4.1. VERIFICA NUOVI TRAVETTI SEZ. 14X12CM

(Cautelativamente non si considerano i travetti esistenti)

Sezione dei travetti: $h = 12 \text{ cm}$, $b = 14 \text{ cm}$

Luce di calcolo in pianta: $L = \frac{7.3 + 0.1}{2} = 3.7 \text{ m}$

Interasse: $i = 0.50 \text{ m}$

Momento flettente per soli carichi permanenti (fattore amplificativo 1.1 per luce in pianta):

$$M_g = \frac{120 \times 1.1 \times 0.50 \times 3.7^2}{8} = 113 \text{ daNm}$$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{(120 \times 1.1 + 120) \times 0.50 \times 3.7^2}{8} = 216 \text{ daNm}$$

Sforzo flessionale nei travetti per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{11300 \times 6}{12^2 \times 14} = 33.6 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 60 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo flessionale nei travetti per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{21600 \times 6}{12^2 \times 14} = 64.3 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 100 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

VERIFICA A SLU:

Per la verifica a SLU si utilizzano le caratteristiche della classe C24:

- massimo sforzo per soli carichi permanenti: $f_{m,d} = 96 \text{ daN/cm}^2$

- massimo sforzo per carichi permanenti + variabili: $f_{m,d} = 128 \text{ daN/cm}^2$

Momento flettente per soli carichi permanenti (fattore amplificativo 1.1 per luce in pianta):

$$M_g = \frac{120 \times 1.3 \times 1.1 \times 0.50 \times 3.7^2}{8} = 147 \text{ daNm}$$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{(120 \times 1.3 \times 1.1 + 120 \times 1.5) \times 0.50 \times 3.7^2}{8} = 301 \text{ daNm}$$

Sforzo flessionale nei travetti per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{14700 \times 6}{12^2 \times 14} = 43.8 \text{ daN/cm}^2 < 96 \text{ daN/cm}^2$$

Sforzo flessionale nei travetti per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{30100 \times 6}{12^2 \times 14} = 89.6 \text{ daN/cm}^2 < 128 \text{ daN/cm}^2$$

4.2. VERIFICA DELLE NUOVE CAPRIATE C1

Sezione dei puntoni: due travetti accostati di sezione $h = 12 \text{ cm}$, $b = 14 \text{ cm}$

Luce di calcolo: $L = 7.4 \text{ m}$

Interasse maggiore: $i = 2.6 \text{ m}$

Altezza della capriata: $h = 1.2 \text{ m}$

Carico concentrato trasmesso dalla trave colmo per carichi permanenti:

$$P_g = 120 \times 1.1 \times 2.6 \times 3.7 = 1270 \text{ daNm}$$

Carico concentrato trasmesso dalla trave colmo per carichi permanenti + accidentali:

$$P_{g+q} = (120 \times 1.1 + 120) \times 2.6 \times 3.7 = 2424 \text{ daNm}$$

Momento flettente per carichi permanenti:

$$M_g = \frac{1270 \times 7.4}{4} = 2350 \text{ daNm}$$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{2424 \times 7.4}{4} = 4484 \text{ daNm}$$

Sforzo nella catena metallica $\phi 22$ ($A_s = 3.80 \text{ cm}^2$) per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{2350}{1.2} \times \frac{1}{3.80} = 515 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2619 \text{ daN/cm}^2$$

Sforzo nella catena metallica $\phi 22$ ($A_s = 3.80 \text{ cm}^2$) per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{4484}{1.2} \times \frac{1}{3.80} = 983 \text{ daN} / \text{cm}^2 < f_{yd} = 2619 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo nei puntoni lignei (2 travetti 12x14) per soli carichi permanenti:

$$\text{Sforzo flessionale: } \sigma_g = \frac{120 \times 1.1 \times 0.5 \times 3.7^2}{8} \times \frac{6 \times 100}{12^2 \times (14 \times 2)} = 16.8 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Incremento di sforzo dovuto all'azione assiale di compressione nel puntone:

$$\Delta \sigma_g = \frac{2350}{1.2 \times \cos 20^\circ} \times \frac{1}{2 \times (12 \times 14)} = 6.2 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo complessivo nel puntone per soli carichi permanenti:

$$\sigma_{g-Tot} = 16.8 + 6.2 = 23 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 60 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo nei puntoni lignei (2 travetti 12x14) per carichi permanenti + accidentali:

$$\text{Sforzo flessionale: } \sigma_{g+q} = \frac{(120 \times 1.1 + 120) \times 0.5 \times 3.7^2}{8} \times \frac{6 \times 100}{12^2 \times (14 \times 2)} = 32.1 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Incremento di sforzo dovuto all'azione assiale di compressione nel puntone:

$$\Delta \sigma_{g+q} = \frac{4484}{1.2 \times \cos 20^\circ} \times \frac{1}{2 \times (12 \times 14)} = 11.8 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo complessivo nel puntone per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q-Tot} = 32.1 + 11.8 = 43.9 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 100 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

VERIFICA A SLU:

Per la verifica a SLU si utilizzano le caratteristiche della classe C24:

- massimo sforzo flessionale per soli carichi permanenti: $f_{m,d} = 96 \text{ daN/cm}^2$
- massimo sforzo flessionale per carichi permanenti + variabili: $f_{m,d} = 128 \text{ daN/cm}^2$
- massimo sforzo a compressione per soli carichi permanenti: $f_{c,d} \times K_{crit} = 26 \text{ daN} / \text{cm}^2$
- massimo sforzo a compressione per carichi permanenti + variabili: $f_{c,d} \times K_{crit} = 34 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Carico concentrato trasmesso dalla trave colmo per carichi permanenti:

$$P_g = 120 \times 1.1 \times 1.3 \times 2.6 \times 3.7 = 1651 \text{ daN}$$

Carico concentrato trasmesso dalla trave colmo per carichi permanenti + accidentali:

$$P_{g+q} = (120 \times 1.1 \times 1.3 + 120 \times 1.5) \times 2.6 \times 3.7 = 3382 daN$$

Momento flettente per carichi permanenti:

$$M_g = \frac{1651 \times 7.4}{4} = 3054 daNm$$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{2382 \times 7.4}{4} = 6257 daNm$$

Sforzo nella catena metallica $\phi 22$ ($A_s = 3.80 \text{ cm}^2$) per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{3054}{1.2} \times \frac{1}{3.80} = 670 daN / \text{cm}^2 < f_{yd} = 2619 daN / \text{cm}^2$$

Sforzo nella catena metallica $\phi 22$ ($A_s = 3.80 \text{ cm}^2$) per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{6257}{1.2} \times \frac{1}{3.80} = 1372 daN / \text{cm}^2 < f_{yd} = 2619 daN / \text{cm}^2$$

Sforzo nei puntone lignei (2 travetti 12x14) per soli carichi permanenti:

$$\text{Sforzo flessionale: } \sigma_g = \frac{120 \times 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times 3.7^2}{8} \times \frac{6 \times 100}{12^2 \times (14 \times 2)} = 21.9 daN / \text{cm}^2$$

Incremento di sforzo dovuto all'azione assiale di compressione nel puntone:

$$\Delta \sigma_g = \frac{3054}{1.2 \times \cos 20^\circ} \times \frac{1}{2 \times (12 \times 14)} = 8.1 daN / \text{cm}^2$$

Verifica dello Sforzo complessivo di presso-flessione nel puntone per soli carichi permanenti:

$$\frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d} \times k_{crit}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{8.1}{26} + \frac{21.9}{96} = 0.54 < 1$$

Sforzo nei puntone lignei (2 travetti 12x14) per carichi permanenti + accidentali:

$$\text{Sforzo flessionale: } \sigma_{g+q} = \frac{(120 \times 1.1 \times 1.3 + 120 \times 1.5) \times 0.5 \times 3.7^2}{8} \times \frac{6 \times 100}{12^2 \times (14 \times 2)} = 44.8 daN / \text{cm}^2$$

Incremento di sforzo dovuto all'azione assiale di compressione nel puntone:

$$\Delta \sigma_{g+q} = \frac{6257}{1.2 \times \cos 20^\circ} \times \frac{1}{2 \times (12 \times 14)} = 16.5 daN / \text{cm}^2$$

Sforzo complessivo di presso-flessione nel puntone per carichi permanenti + accidentali:

$$\frac{\sigma_{c,d}}{f_{c,d} \times k_{crit}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{16.5}{34} + \frac{44.8}{128} = 0.84 < 1$$

4.3. VERIFICA TRAVI DI COLMO A SEGUITO DELL'INTRODUZIONE DELLE CAPRIATE C1

Trave di Colmo 4:

Sezione della trave di colmo: $\phi = 22\text{cm}$

Interasse: $i = 3.7\text{m}$

Modulo resistente: $W = \frac{22^3 \times \pi}{32} = 1045\text{cm}^3$

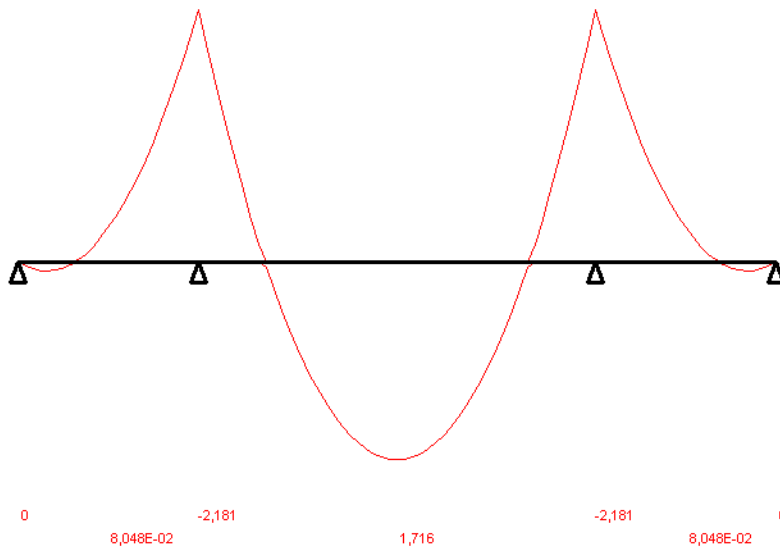
Carico distribuito trasmesso alla trave colmo per carichi permanenti:

$$P_g = 120 \times 1.1 \times 3.7 = 488\text{daN} / \text{m}$$

Carico distribuito trasmesso alla trave colmo per carichi permanenti + accidentali:

$$P_{g+q} = (120 \times 1.1 + 120) \times 3.7 = 932\text{daN} / \text{m}$$

File : Calcolo sollecitazioni travi colmo - Calcolo trave colmo
Scala momenti 1:2 - Sollecitazioni di Esercizio



Momento flettente massimo negativo per soli carichi permanenti:

$$M_g^- = -218\text{daNm}$$

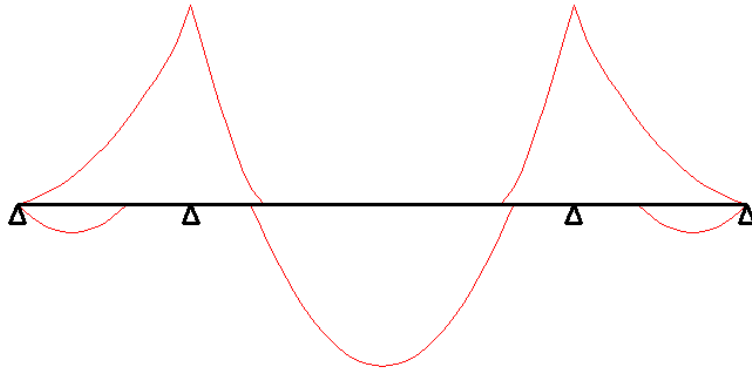
Momento flettente massimo positivo per soli carichi permanenti:

$$M_g^+ = 172\text{daNm}$$

Sforzo flessionale massimo nei travetti per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{21800}{1045} = 20.9\text{daN} / \text{cm}^2 < 60\text{daN} / \text{cm}^2$$

File : Calcolo sollecitazioni travi colmo - Calcolo trave colmo
Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni di Esercizio



Momento flettente massimo negativo per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q}^{-} = -446 daNm$$

Momento flettente massimo positivo per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q}^{+} = 362 daNm$$

Sforzo flessionale massimo nei travetti per carichi permanenti + accidentali:

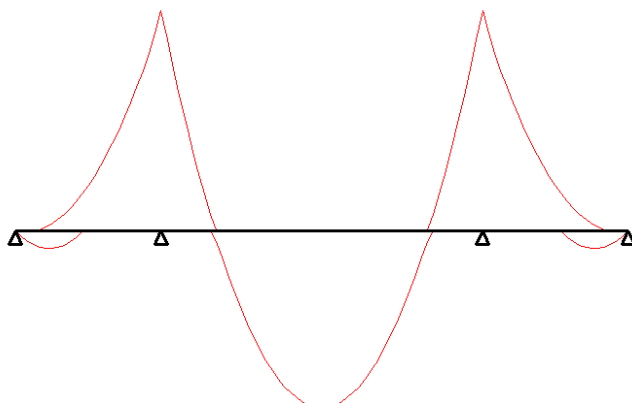
$$\sigma_{g+q} = \frac{44600}{1045} = 42.7 daN / cm^2 < 100 daN / cm^2$$

VERIFICA A SLU:

Per la verifica a SLU si utilizzano le caratteristiche della classe C24:

- massimo sforzo per soli carichi permanenti: $f_{m,d} = 96 daN/cm^2$
- massimo sforzo per carichi permanenti + variabili: $f_{m,d} = 128 daN/cm^2$

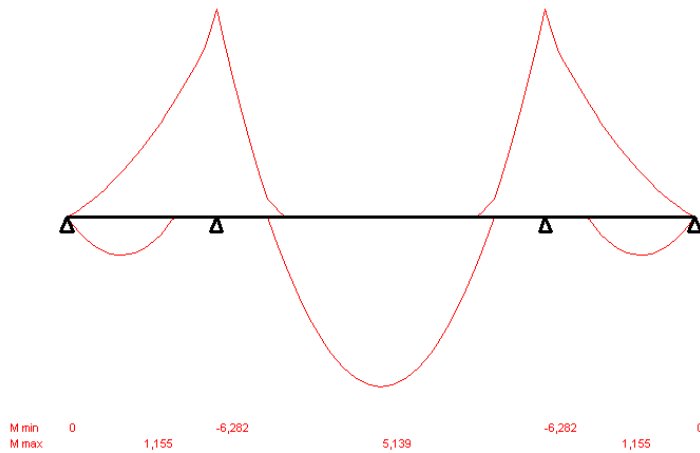
File : Calcolo sollecitazioni travi colmo - Calcolo trave colmo
Scala momenti 1:2 - Sollecitazioni SLU



M min 0 -2,865 -2,865 0
M max 2,200E-01 2,287 2,200E-01

Momento flettente max SLU per soli carichi permanenti: $M_g = -287 daNm$

File : Calcolo sollecitazioni travi colmo - Calcolo trave colmo
Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni SLU



Momento flettente per carichi permanenti + accidentali: $M_{g+q} = -628 daNm$

Sforzo flessionale SLU nella trave per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{28700}{1045} = 27.5 daN / cm^2 < 96 daN / cm^2$$

Sforzo flessionale SLU nella trave per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{62800}{1045} = 60.1 daN / cm^2 < 128 daN / cm^2$$

4.4. VERIFICA NUOVE TRAVI PER APPENSIONE CONTROSOFFITTO DEL SOTTOTETTO

Carichi permanenti: $g = 70 daN / m^2$

Carichi accidentali (passaggio di servizio): $q = 50 daN / m^2$

Sezione dei travetti: 2 travetti di sezione $h = 24 cm$, $b = 12 cm$

Luce di calcolo: $L = 7.4 m$

Interasse: $i = 2.30 m$

Momento flettente per soli carichi permanenti: $M_g = \frac{70 \times 2.30 \times 7.4^2}{8} = 1102 daNm$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{(70 + 50) \times 2.30 \times 7.4^2}{8} = 1889 daNm$$

Sforzo flessionale nei travetti per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{110200 \times 6}{24^2 \times 24} = 47.8 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 60 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo flessionale nei travetti per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{188900 \times 6}{24^2 \times 24} = 82.0 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 100 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

VERIFICA A SLU:

Per la verifica a SLU si utilizzano le caratteristiche della classe C24:

- massimo sforzo per soli carichi permanenti: $f_{m,d} = 96 \text{ daN/cm}^2$
- massimo sforzo per carichi permanenti + variabili: $f_{m,d} = 128 \text{ daN/cm}^2$

Momento flettente per soli carichi permanenti:

$$M_g = \frac{70 \times 1.3 \times 2.30 \times 7.4^2}{8} = 1433 \text{ daNm}$$

Momento flettente per carichi permanenti + accidentali:

$$M_{g+q} = \frac{(70 \times 1.3 + 50 \times 1.5) \times 2.30 \times 7.4^2}{8} = 2613 \text{ daNm}$$

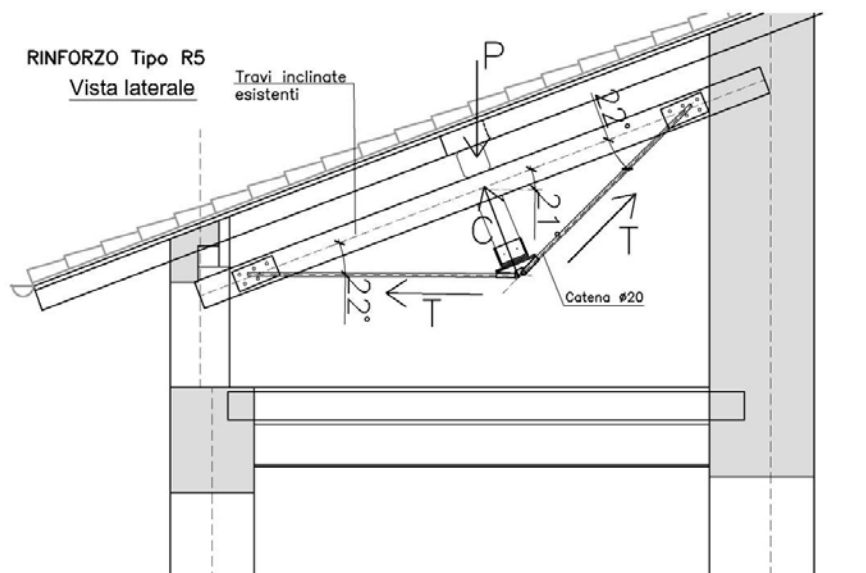
Sforzo flessionale nei travetti per soli carichi permanenti:

$$\sigma_g = \frac{143300 \times 6}{24^2 \times 24} = 62.2 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 96 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Sforzo flessionale nei travetti per carichi permanenti + accidentali:

$$\sigma_{g+q} = \frac{261300 \times 6}{24^2 \times 24} = 113.4 \text{ daN} / \text{cm}^2 < 128 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

4.5. VERIFICA RINFORZI TIPO R5



Carichi permanenti: $g = 120 daN / m^2$; Carichi accidentali (neve): $q = 120 daN / m^2$

Luce di massima in pianta: $L = 2.8m$; Interasse massimo: $i = 3.5m$

Verifica SLE:

Calcolo del carico permanente P trasmesso alla trave inclinata esistente:

$$P = (120 \times 1.1) \times \frac{2.8}{2} \times 3.5 = 647 daN$$

Con il rinforzo a capriata rovescia si annulla il carico P dovuto ai pesi permanenti

$$C \times \cos 21^\circ = P = 647 daN \quad \text{quindi} \quad C = P / \cos 21^\circ = 693 daN$$

Azione nelle catene con filetto M20 ($A_{res} = 2.45 cm^2$):

$$T = \frac{693}{2 \times \sin 22^\circ} = 925 daN$$

$$\sigma = \frac{925}{2 \times 2.45} = 189 daN / cm^2 < f_{yd-S275} = 2619 daN / cm^2$$

Resistenza ultima degli spinotti $\phi 16$ nel legno:

$$V_{u-sp-legno} = \sigma_{rif} \times \phi^2 \sqrt{\frac{2 f_{yd}}{3 \sigma_{rif}}} = 70 \times 1.6^2 \sqrt{\frac{2 \times 2619}{3 \times 70}} = 895 daN / spinotto$$

Azione nei 5 spinotti $\phi 16$ nel legno

$$V_{sp} = \frac{925}{5} = 185 daN < 895 daN$$

Sforzo di taglio nelle travi inclinate esistenti 12x16cm:

$$\tau_g = \frac{693 / 2}{16 \times 12} = 1.81 daN / cm^2 < 3 daN / cm^2$$

Verifica a SLU:

Calcolo del carico totale P_{TOT} SLU trasmesso alla trave inclinata esistente:

$$P_{TOT} = (120 \times 1.1 \times 1.3 + 120 \times 1.5) \times \frac{2.8}{2} \times 3.5 = 1723 daN$$

Con il rinforzo a capriata rovescia si annulla il carico P_{TOT}

$$C \times \cos 21^\circ = P_{TOT} = 1723 daN$$

$$C = P_{TOT} / \cos 21^\circ = 1846 daN$$

Azione nelle catene con filetto M20 ($A_{res} = 2.45cm^2$):

$$T = \frac{1846}{2 \times \sin 22^\circ} = 2464 daN$$

$$\sigma_s = \frac{2464}{2 \times 2.45} = 503 daN / cm^2 < f_{yd-S275} = 2619 daN / cm^2$$

Resistenza ultima degli spinotti $\phi 16$ nel legno:

D) per unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio *sottili* poste esternamente:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.5 f_{h,2,k} t_2 d & (j) \\ 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases} \quad (7.13)$$

$$f_{h,2,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.32)$$

dove:

- $f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d) \rho_k$ è la resistenza caratteristica a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$, in N/mm²;
- $k_{90} = \begin{cases} 1.35 + 0.015 d & \text{per legno di conifere massiccio e lamellare} \\ 1.30 + 0.015 d & \text{per LVL} \\ 0.90 + 0.015 d & \text{per legno di latifoglie massiccio e lamellare} \end{cases}$;
- ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno, in kg/m³;
- d è il diametro del bullone, in mm.

$$F_{v,Rk} = 1865 daN / \text{spinotto} \quad \text{da cui} \quad F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \times k_{mod}}{\gamma_M} = 994 daN / \text{spinotto}$$

Azione nei 5 spinotti $\phi 16$ nel legno

$$V_{sp} = \frac{2464}{5} = 493 daN < 994 daN$$

Sforzo di taglio nelle travi inclinate esistenti 12x16cm:

$$f_{v,sd} = \frac{1846 / 2}{16 \times 12} = 4.81 daN / cm^2 < f_{v,d} = 40 \times 0.8 / (1.5 \times 1.2) = 17.8 daN / cm^2$$

5. ANALISI SISMICHE LOCALI

Il progetto di messa in sicurezza rappresenta anche un'ottima occasione per iniziare a dar corso ad interventi di miglioramento di natura sismica.

Uno degli interventi più interessanti dal punto di vista strutturale da eseguirsi in copertura risulta essere quello della **"copertura scatolare"**, ovvero un tetto irrigidito e organizzato in modo da impedire il ribaltamento fuori piano delle pareti ortogonali all'azione sismica e in grado di trasmettere le azioni sismiche alle pareti parallele all'azione sismica stessa..

Nel seguito si riportano le verifiche relative a tale intervento locale con la dimostrazione del miglioramento sismico.

5.1. RIBALTAMENTO DEL GENERICO MASCHIO MURARIO IN ASSENZA DI COPERTURA

SCATOLARE

Si considera il cinematismo di primo modo dovuto al ribaltamento libero di una striscia verticale di muratura di larghezza unitaria.

Analisi carichi sismici:

primo impalcato:

carico e sovraccarichi permanenti $g = 520 daN / m^2$

carico accidentale $q = 300 daN / m^2$ ($\psi_{2,i} = 0.6$)

secondo impalcato:

controsoffitto originario sottotetto $g = 70 daN / m^2$

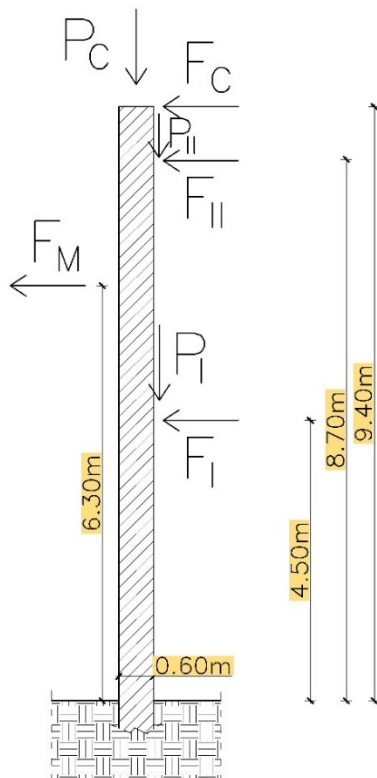
carico accidentale $q = 50 daN / m^2$ ($\psi_{2,i} = 0$)

nuovo controsoffitto sottotetto $g = 20 daN / m^2$

copertura:

copertura in legno e manto in coppi $g = 120 daN / m^2$

neve $q = 120 daN / m^2$ ($\psi_{2,i} = 0$)



Peso di competenza del primo impalcato per la striscia unitaria di muratura:

$$P_I = 3.6 \times 700 = 2520 daN / m$$

Peso di competenza del secondo impalcato per la striscia unitaria di muratura:

$$P_{II} = 3.6 \times 90 = 324 daN / m$$

Peso di competenza della copertura per la striscia unitaria di muratura:

$$P_C = 3.6 \times 120 \times 1.1 = 475 daN / m$$

Peso del maschio murario (striscia unitaria):

$$P_M = 9.4 \times 0.60 \times 2000 = 11280 daN / m$$

Azione sismica dovuta al peso del primo impalcato:

$$F_I = 2520 \times 0.168 = 423 daN / m$$

Azione sismica dovuta al peso del secondo impalcato:

$$F_{II} = 324 \times 0.168 = 55 daN / m$$

Azione sismica dovuta al peso della copertura:

$$F_C = 475 \times 0.168 = 80 daN / m$$

Azione sismica dovuta al peso del maschio murario:

$$F_M = 11280 \times 0.168 = 1895 daN / m$$

Calcolo approssimato del momento ribaltante:

$$M_{rib} = 423 \times 4.50 + 55 \times 8.7 + 80 \times 9.4 + 1895 \times \frac{2}{3} \times 9.4 = 15010 daNm / m$$

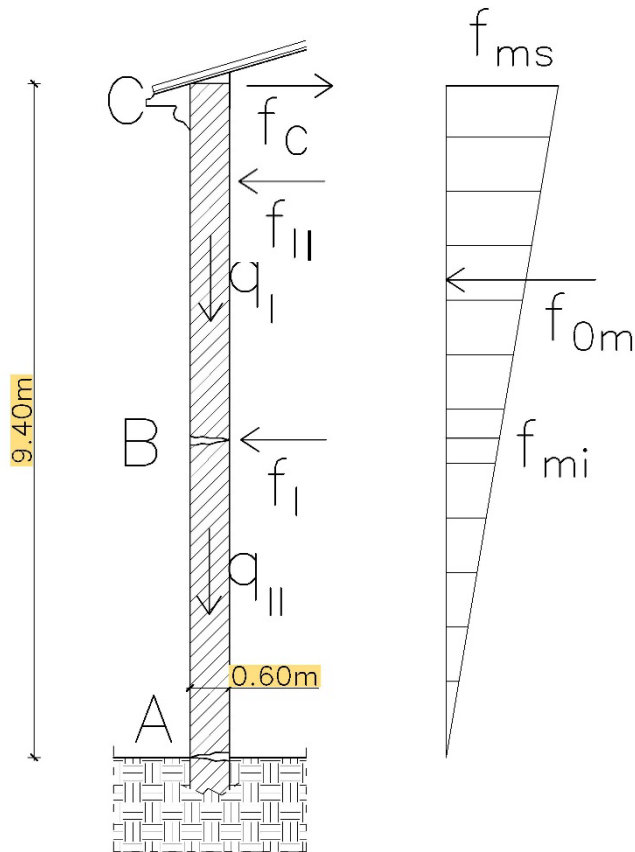
Calcolo del momento stabilizzante:

$$M_{stab} = \left(2520 \times 0.60 + 324 \times 0.60 + 475 \times 0.6 + 11280 \times \frac{0.60}{2} \right) \times 0.9 = 4838 daNm / m$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\psi = \frac{4838}{15010} = 0.32 \quad \underline{\text{elevata vulnerabilità sismica locale}}$$

5.2. RIBALTAMENTO DEL GENERICO MASCHIO MURARIO IN PRESENZA DI COPERTURA SCATOLARE



Azione totale agente sulla striscia unitaria di parete:

$$f_{0m} = (0.60 \times 9.40 \times 2000) \times 0.168 = 1'895 \text{ daN} / m$$

Azione dovuta al peso del I impalcato:

$$f_I = 700 \times 3.6 \times 0.168 = 423 \text{ daN} / m$$

Azione dovuta al peso del II impalcato:

$$f_{II} = 90 \times 3.6 \times 0.168 = 55 \text{ daN} / m$$

Momento ribaltante (equilibrio attorno al punto A):

$$M_{rib} = 1895 \times \frac{2}{3} \times 9.4 + 423 \times 4.5 + 55 \times 8.7 + 80 \times 9.4 = 15010 \text{ daNm} / m$$

Momento stabilizzante:

$$M_{stab} = \left(2520 \times 0.60 + 324 \times 0.60 + 475 \times 0.6 + 11280 \times \frac{0.60}{2} \right) \times 0.9 = 4838 \text{ daNm} / m$$

Azione di contenimento in sommità:

$$f_c = \frac{1}{9.4} \times [15010 - 4838] = 1082 \text{ daN} / m$$

Si ipotizza la formazione di una fessura orizzontale alla quota del primo impalcato ($z_1=4.5\text{m}$)

Equilibrio del tronco BC ($h_{bc}=9.4\text{m} - 4.5\text{m} = 4.9\text{m}$):

$$f_{ms} = 1895 \times 2 / 9.4 = 403 \text{ daN} / m$$

$$f_{mi} = 403 \times \frac{4.5}{9.4} = 193 \text{ daN} / m$$

Momenti stabilizzante e ribaltante rispetto al punto B:

$$M_{rib} = 1082 \times 4.9 = 5302 \text{ daNm} / m$$

$$M_{stab} = ((0.60 \times 4.9 \times 2000) \times 0.60 / 2) \times 0.9 + 193 \times 4.9 \times \frac{4.9}{2} + (403 - 193) \times \frac{4.9}{2} \times \frac{2 \times 4.9}{3} = 5585 \text{ daNm} / m$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\psi = \frac{5585}{5302} = 1.05$$

La copertura scatolare permette un netto miglioramento del coefficiente di sicurezza del meccanismo locale indagato che passa da 0.32, nel caso della situazione esistente con cinematismo non vincolato in sommità, a 1.05 nel caso di cinematismo vincolato in sommità (copertura scatolare).

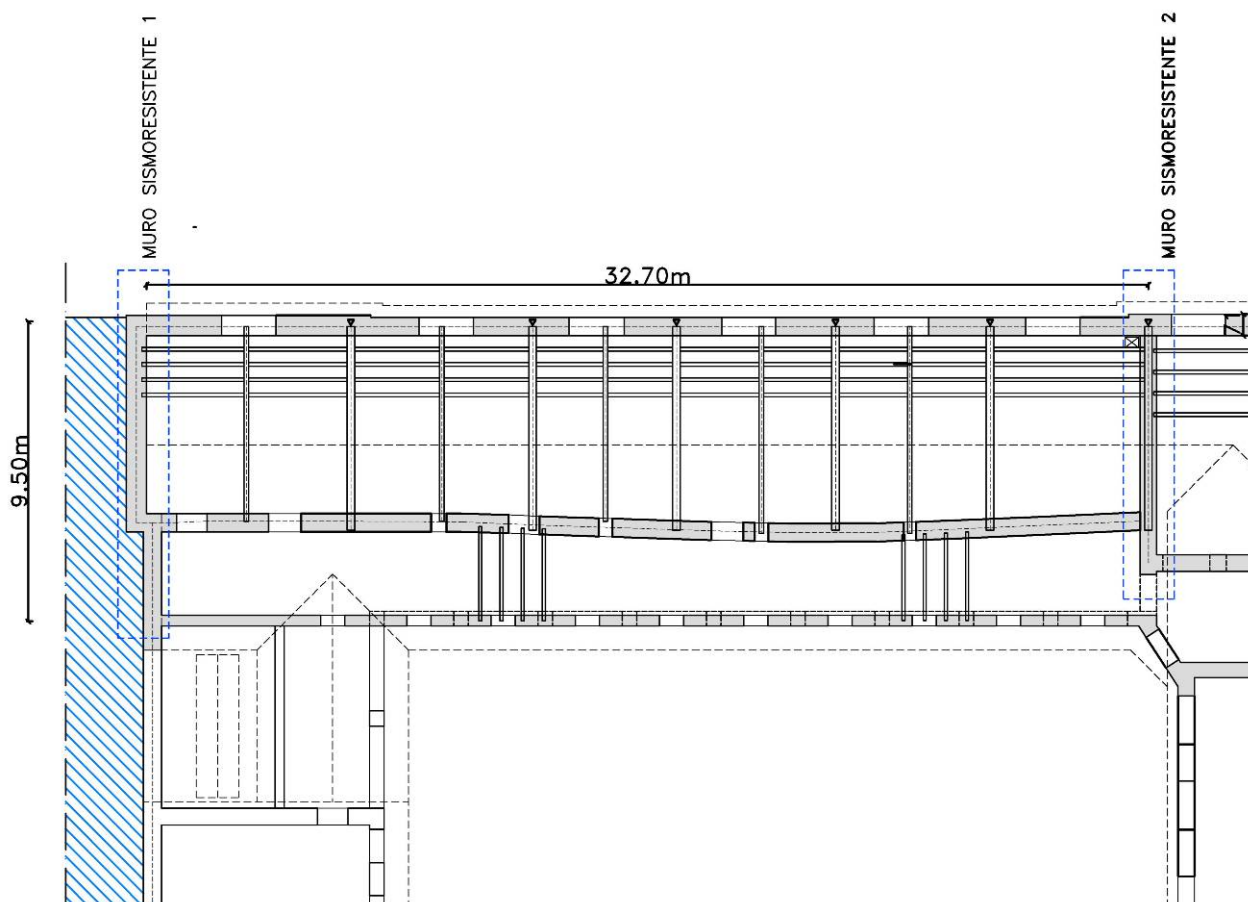
L'accelerazione massima sopportabile dal meccanismo locale indagato risulta pari a:

$$\frac{a_d}{g} = 0.168 \times 1.05 = 0.176$$

5.3. VERIFICA DELLA COPERTURA "SCATOLARE" ANTISISMICA

Calcolo del carico limite ultimo del diaframma per effetto del ribaltamento dei maschi murari durante l'azione sismica.

Verifica della copertura scatolare sismica: campata tra i muri resistenti 1 e 2



La copertura scatolare ha la medesima funzione del diaframma di piano ed è sollecitata dalle azioni trasmesse dalle pareti laterali per le quali è inibito il ribaltamento. La flessione orizzontale è sopportata dal corrente metallico di gronda (elemento teso) e dalla fascia muraria di coronamento (elemento compresso).

Le azioni sismiche si riferiscono alla fascia superiore di muratura nell'ipotesi che venga realizzato il diaframma di piano a quota del primo impalcato.

Si considera la situazione peggiore tra quelle riscontrabili in copertura. Tutte le altre campate hanno sollecitazioni minori e vengono realizzate con medesimi elementi (correnti, ripartitori, anima e connessioni).

Luce del diaframma nella campata tra i muri resistenti 1 e 2:

$$L = 32.7m$$

Braccio della coppia interna (distanza tra i correnti):

$$z = 9.5m$$

Spessore dei muri sismo-resistenti:

$$s = 0.60m$$

Altezza della fascia muraria di competenza:

$$h^* = 2.5m$$

Azione sismica trasmessa alla copertura dalle pareti:

$$f_0 = (2.5 \times 0.60 \times 2000) \times 2 \times 0.183 + (120 \times 9.5 \times 1.1) \times 0.183 = 1328 daN / m$$

Azione flettente:

$$M = 1328 \times 32.7^2 / 8 = 177'502 daNm$$

Azione tagliante:

$$V = 1328 \times 32.7 / 2 = 21'713 daN$$

Sollecitazione di trazione dei correnti ($A_c = 30cm^2$):

$$F_c = 177502 / 9.5 = 18'684 daN$$

$$\sigma_s = 18684 / 30 = 623 daN / cm^2 < f_{yd} \text{ (acciaio S275: } f_{yd} = 2390 daN / cm^2 \text{)}$$

Sollecitazioni a taglio sulle connessioni:

Flusso di taglio massimo: $q = 21713 / 9.5 = 2'286 daN$

Verifica della chiodatura (chiodi $\phi 4/5cm$ $V_{u-ch} = 150 daN / chiodo$):

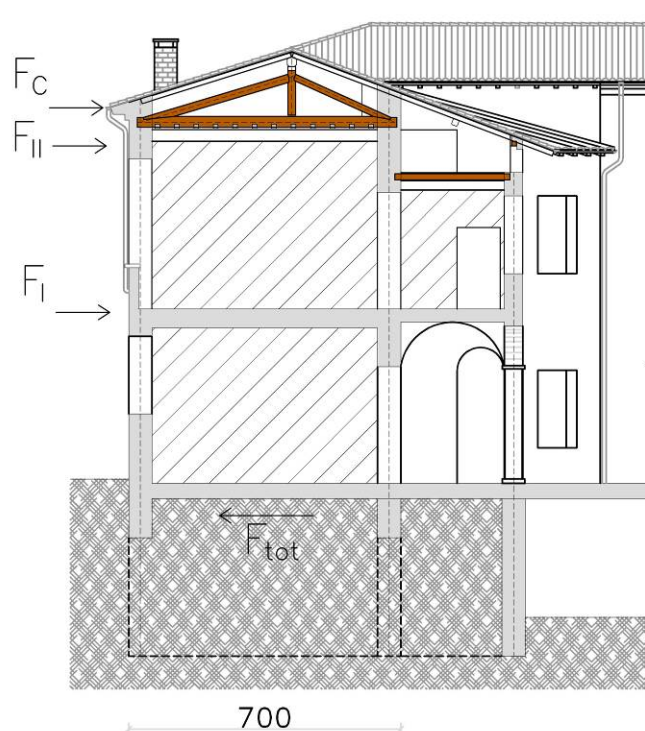
$$V_{soll} = 2286 \times 0.05 = 114 daN / chiodo < V_{u-ch}$$

Verifica degli spinotti $\phi 20/40cm$ ($V_{u-sp} = 1200 daN / spinotto$ *):

$$V_{soll} = 2286 \times 0.4 = 914 daN / spinotto < V_{u-sp}$$

*Resistenza da verificare in corso d'opera mediante prove di carico.

5.4. VERIFICA INDICATIVA PARETE SISMORESISTENTE MAGGIORMENTE SOLLECITATA



Area di competenza:

$$A = 20 \times 10 = 200 m^2$$

Peso di competenza del primo impalcato:

$$P_I = 200 \times 700 = 140'000 daN$$

Peso di competenza del secondo impalcato:

$$P_{II} = 200 \times 90 = 18'000 daN$$

Peso di competenza della copertura:

$$P_C = 200 \times 120 \times 1.1 = 26'400 daN$$

Peso della parete sismoresistente n°2:

$$P_M = (7 \times 9.4 \times 0.50 \times 2000) = 65'800 daN$$

Peso di competenza delle pareti perpendicolari alla parete n°2:

$$P_{M\perp} = (0.6 + 0.6 + 0.5) \times 9.4 \times 20 \times 2000 \times 0.8 = 511'360 daN$$

Peso complessivo di competenza per la parete sismoresistente n°2:

$$P_{tot} = 140'000 + 18'000 + 26'400 + 65'800 + 511'360 = 761'560 daN$$

Cautelativamente si considera l'azione sismica prodotta dall'intera massa di competenza della parete (non si considera dunque una ridistribuzione della forzante sismica in base alla rigidezza ma

ogni parete si prende la propria area di competenza indipendentemente dalla rigidezza effettiva delle pareti).

Azione sismica complessiva trasmessa alla base della parete n°2:

$$F_{tot} = 761'560 \times 0.168 = 127'942 daN$$

Sforzo medio di taglio sollecitante la base della parete n°2:

$$\tau_s = 127'942 / (50 \times 700) = 3.66 daN / cm^2$$

Pressione media alla base:

$$\sigma_s = \frac{(90 + 120 \times 1.1) \times (5.23 + 4.62) / 2 \times 7 + 65800}{50 \times 700} = 2.10 daN / cm^2$$

Sforzo medio di taglio resistente alla base della parete n°2:

$$f_{vd} = \tau_0 + 0.4\sigma_s = (1 / 1.2) + 0.4 \times 2.10 = 1.67 daN / cm^2 < \tau_s$$

La verifica mostra che la sollecitazione risulta circa 2.2 volte superiore alla resistenza per taglio-scorrimento. Si rende pertanto necessario prevedere ulteriori futuri rinforzi della parete sismoresistente (ad esempio secondo la modalità contenuta nella relazione di calcolo).