Ing. Giorgio Gianarro
Studio di Ingegneria

C.so G. Ferraris, 2 - 10121 TORINO Tel.: 011/18733969-347/2204653 E-mail: gianarrogiorgio@gmail.com

COMMITTENTE:	INDIRIZZO COMMITTENTE:
COMUNE DI VOLPIANO	P.zza Vittorio Em II,12 - 10088 Volpiano (TO)
	UBICAZIONE INTERVENTO: Via Roma ang. Via Botta - Volpiano (TO)

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)- MISSIONE 5 COMPONENTE 2 INVESTIMENTO/SUB INVESTIMENTO 2.1 " RIGENERAZIONE URBANA"

PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE IMMOBILE EX EDIFICIO SCOLASTICO DI VIA CARLO BOTTA

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE e RELAZIONE MATERIALI

ELABORATO:	REV.:	FASE:
R18	**0**	**PROGETTO ESECUTIVO**
		FILE: **W:\COMUNE DI VOLPIANO (TO)\BIBLIOTECA\0 PROGETTO ESECUTIVO\+ R-03 - CALCOLI ESECUTIVI.DOC**

REV.	DATA	DESCRIZIONE	EDITATO	CONTROLLATO
4	9/05/2023	7° EDIZIONE	G.Gallo.	Ing. Giorgio Gianarro
3	9/05/2023	6° EDIZIONE	G.Gallo.	Ing. Giorgio Gianarro
2	5/05/2023	5° EDIZIONE	G.Gallo.	Ing. Giorgio Gianarro
1	15/04/2023	4° EDIZIONE	G.Gallo.	Ing. Giorgio Gianarro
0	02/12/2022	3° EDIZIONE	G.Gallo	Ing. Giorgio Gianarro

Finanziato dall'Unione europea
NextGenerationEU

La presente edizione annulla e sostituisce ogni revisione precedente dello stesso elaborato

INDICE

1. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE 1

2. RELAZIONE SUI MATERIALI 36

1. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO:

L'edificio in oggetto presenta una struttura portante in muratura di mattoni pieni a 2 piani fuori terra. Oggetto dell'intervento è il rinforzo dei solai esistenti al fine di renderli adeguati staticamente ai sovraccarichi previsti a progetto; a tali fine si prevede una serie di rinforzi estradossali con getti in calcestruzzo armato alleggerito e solidarizzato con staffature alle travi in acciaio esistenti. Inoltre si prevede la sostituzione del tetto con una nuova struttura in legno lamellare e l'allargamento dell'impronta a terra delle fondazioni. I solai, come anticipato, sono in carpenteria metallica a supporto di voltini in muratura mentre ad oggi il tetto è in legno massiccio. L'intervento quindi è individuabile quale **"intervento locale"** ai sensi del cap. 8.4.1 delle NTC 2018 in quanto gli interventi riguardano singoli elementi (in particolare solai e tetto) della struttura che non cambino significativamente il comportamento della struttura ma che migliora le caratteristiche di resistenza di elementi anche non danneggiati.

Analizzato l'edificio e considerate le informazioni reperite, come anche previsto dalla Normativa vigente al fine di poter ai calcoli ed alla quantificazione dei tassi di lavoro sui materiali si prevede di raggiungere un livello di conoscenza LC1: Conoscenza limitata ovvero secondo la seguente tabella:

Tabella C8.5.IV – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *indagini limitate* in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *prove limitate* in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini estese* in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con *prove limitate* in situ; in alternativa da *prove estese* in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini esaustive* in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con *prove estese* in situ; in alternativa da *prove esaustive* in situ	Tutti	1,00

Si è quindi proceduto ad un rilievo degli elementi resistenti dei solai al fine di poter dimensionare i rinforzi.

STRUTTURA PORTANTE:

- Struttura portante verticale realizzata in muratura di mattoni pieni esistente, di spessore di circa 50-55cm.
- Fondazione della muratura portante costituita da cordoli in calcestruzzo armato di larghezza complessiva 40 cm, di cui 10 cm incassati nella muratura.
- Struttura orizzontale dei solai costituita da voltini in muratura poggianti su profili serie IPN esistenti, rinforzati mediante rinforzati mediante getto di calcestruzzo alleggerito armato con rete metallica e solidarizzato alle travi in acciaio mediante opportune staffe.
- Struttura portante del tetto realizzata con travi in legno lamellare

MATERIALI DI NUOVA REALIZZAZIONE PREVISTI NELL'INTERVENTO

- Acciaio per c.a. tipo **B450C** (FeB44k) controllato in stabilimento con f_{yk} = 450 N/mm^2
- Conglomerato a prestazione :

Solai: Calcestruzzo alleggerito tipo LC 25/28 avente R_{ck} ≥28 N/mm^2 con f_{ck} = 25 N/mm^2

Struttura di fondazione: R_{ck} ≥30 N/mm^2 con f_{ck} = 24.9 N/mm^2

- Legno per struttura portante del tetto: Legno lamellare GL 24

ANALISI DEI CARICHI

Si considerano i seguenti carichi permanenti ed accidentali, oltre ai pesi propri degli elementi strutturali:

- **Peso proprio muratura:**

(G) Muratura in mattoni pieni 9.00 kN/m^2

CARICHI ACCIDENTALI (comuni a tutte le tipologie di solaio):

- **Carichi solai:**

(Q) Variabile solai di piano primo (categoria C2 - DM 17/01/2018) **4.00 kN/m^2**

Si precisa che la struttura in oggetto ha una capienza inferiore alle 100 persone. Non rientra quindi negli "edifici ed opere infrastrutturali rilevanti" di cui al punto 2.1 "edifici" dell'allegato 1 della D.G.R. n. 65-7656 del 21/5/2014.

(Q) Variabile solai di piano terreno (categoria C3 - DM 17/01/2018) **5.00 kN/m^2**

(Q) Variabile sottotetto (categoria H - DM 17/01/2018),

minimo 0.50 kN/mq, nei calcoli si utilizza: **1.00 kN/m^2**

CARICHI PERMANENTI: Solai con travi metalliche e voltini in muratura

(G2) Pesi permanentemente portati:

Tramezzature realizzata con elementi divisori

aventi un peso compreso tra 1.00 kN/m e 2.00 kN/m 0.80 kN/m^2

(G2) Permanente su solaio a voltini e putrelle:

mattone s= 5cm 0.90 kN/m^2

riempimento alleggerito sp_{medio} = 6cm 1.00 kN/m^2

Sottofondo e pavimento = 1.10 kN/m^2

(G) Totale permanente su solaio 3.80 kN/m^2

N.B: Il peso proprio della trave metallica e della soletta in c.a. estradossale è già ricompreso tra i carichi calcolati in modo automatico nella verifica, in particolare il calcestruzzo è alleggerito con peso specifico pari a 18 kN/mc.

CARICHI PERMANENTI: Volte in muratura

(G1) Peso proprio volta in muratura: mattone s= 5cm 0.90 kN/m^2

Calotta in c.a. con cls alleggerito: 1.10 kN/m^2

(G1) Totale peso proprio volta rinforzata 2.00 kN/m^2

(G2) Pesi permanentemente portati:

Tramezzature realizzata con elementi divisori

aventi un peso compreso tra 1.00 kN/m e 2.00 kN/m 0.80 kN/m^2

(G2) Permanente su calotta in c.a.:

riempimento alleggerito sp_{medio} = 25cm 1.90 kN/m^2

Sottofondo e pavimento = 1.10 kN/m^2

(G2) Totale permanente su volta 3.80 kN/m^2

Il riempimento in alleggerito per rinfiancare la volta viene realizzato con argilla espansa impastata tipo “LECA IMPASTATO – BETONCINI UNIGRANULARI”, usati quando è richiesta una resistenza meccanica abbinata a caratteristiche di leggerezza ed isolamento termico (strati isolanti di sottofondi, riempimenti leggeri e simili). La formulazione classica per 1 m^3 pari a: (20 sacchi) di Leca nella granulometria desiderata; 150 kg di cemento tipo 32,5

; circa 80÷90 litri di acqua pulita con poco calcestruzzo per mantenere i vuoti interni. Il peso specifico del materiale è pari a circa 7.50 kN/m^3

CARICHI COPERTURA:

(G2) Pesi permanentemente portati:

Coppi		1.00 kN/m^2
Listellatura ed isolante		0.50 kN/m^2
	Totale	**1.50 kN/m^2**

- **Carico variabile neve (Volpiano):**

CARICO NEVE lavoro : VOLPIA
Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

Zona 0
Altitudine [m]: 219
Periodo di Ritorno [anni]: 50

qsk (carico neve al suolo) = 1.5158

COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 27
alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 27

	mu	qs	qe
mu1(alfa1)	.8	1.2126	.594
0.5mu1(alfa1)	.4	.6063	.074
mu1(alfa2)	.8	1.2126	.594
0.5mu1(alfa2)	.4	.6063	.074

(Q) Carico neve assunto nei calcoli: **1.60 kN/m^2**

<u>Caratterizzazione dell'azione sismica di progetto:</u>

La verifica va fatta anche considerando che l'edificio, per tipologia d'uso e probabilità di affollamento, è da considerarsi in classe d'uso II in quanto come già anticipato la struttura in oggetto <u>ha una capienza inferiore alle 100 persone</u>. Non rientra quindi negli "edifici ed opere infrastrutturali rilevanti" di cui al punto 2.1 "edifici" dell'allegato 1 della D.G.R. n. 65-7656 del 21/5/2014 ovvero quale costruzione che non preveda affollamenti significativi come previsto al par. 2.4.2 delle N.T.C.

Come previsto dai par. 2.4.2 – 2.4.3 del D.M., l'azione sismica è valutata in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava dal prodotto della vita nominale VN dell'opera e il coefficiente d'uso CU. La vita nominale dell'opera oggetto di studio è di 50 anni. Il coefficiente d'uso è scelto in base alla classe d'uso della costruzione. Nel

caso il oggetto, la costruzione rientra nella classe d'uso II, il cui coefficiente d'uso CU è pari a 1. La costruzione, si trova nel comune di Volpiano, il quale ricade nella zona di classificazione sismica 3 a seguito della classificazione indicata in D.G.R. 30/12/2019 n. 6-887.

Per quanto riguarda la classificazione sismica del terreno è stata prodotta la relazione geologica, a firma del Dott. Maurizio Canepa, nella quale attraverso la metodologia MASW è stata individuata una **categoria del suolo B.**

METODO DI CALCOLO E VERIFICA:

La presente relazione è stata compilata seguendo il metodo agli **STATI LIMITE** conformemente alla sottoelencata normativa:

Legge n. 1086 - 5 Novembre 1971
"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 e s.m.i.
"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni.

D.M. 17 Gennaio 2018
"Aggiornamento delle Normative tecniche per le costruzioni"

Circolare n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018"

DATI di CALCOLO

Calcestruzzo solai LC 25/28

Resistenza caratteristica : Rck 28 N/mm^2:

f_{ck}= 25 N/mm^2

γ_{cls} = fattore sicurezza = 1.5

α_{cc}=0.85 (coefficiente riduttivo per carichi di lungo termine)

f_{cd} = 14.16 N/mm^2

Calcestruzzo fondazioni:

Classe di esposizione XC2

Resistenza caratteristica : Rck 30 N/mm^2:

f_{ck}= 24.9 N/mm^2

γ_{cls} = fattore sicurezza = 1.5

α_{cc}=0.85 (coefficiente riduttivo per carichi di lungo termine)

f_{cd} = 14.1 N/mm^2

Acciaio da cemento armato:

Tipo B 450 C

f_{yk}= 450 N/mm^2

γ_{acc} = fattore sicurezza = 1.15

f_{yd} = 391 N/mm^2

Legno lamellare:

Tipo GL 24

$f_{m,k}$ = 24 N/mmq (res. a flessione)

$f_{t,0,k}$ =16.5 (res. a trazione)

$f_{c,0,k}$ =24 (res. a compressione)

$f_{v,k}$ =2.7 (res. a taglio)

$\gamma_{lamellare}$ = fattore sicurezza = 1.45

Acciaio da carpenteria dei profili esistenti:

In base alla Circolare n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018" (Tab. C8.5.IV), il livello di conoscenza per la resistenza meccanica dei profili in acciaio esistente che reggono le volte dei solai corrisponde a:

LIVELLO DI CONOSCENZA LC1 (riferimento a norme dell'epoca, limitate verifiche in sito). In tale condizione il fattore di confidenza risulta: **F.C.=1.35**

La resistenza media a rottura per gli acciai dell'epoca (primi del '900) è stata stimata in base alle indicazioni del Regio Decreto 10/10/1907 "Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato", nonché sulla base della pubblicazione: secondo cui essa è almeno pari a 360 N/mm^2.

Assumendo la resistenza caratteristica pari a circa il 75% della resistenza media, essa risulta pari a circa 260 N/mm^2.

A tale valore si applica il fattore di confidenza FC=1.35, ottenendo:

$f_{yk,esist}$**=260/1.35= 192 N/mm^2**

Da cui, applicando il fattore di sicurezza γ_s = 1.05, si ottiene:

$f_{yd,esist}$**=192/1.05= 182 N/mm^2**

Muratura di mattoni pieni per pilastri del sottotetto:

A supporto delle travi del tetto sono presenti pilastri e setti murari, nel sottotetto, realizzati con muratura di mattoni pieni e malta di calce come nella seguente immagine. La dimensione minima è 50x50xcm:

In base alla Circolare n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018" cap. C8.5.4, il livello di conoscenza per la resistenza meccanica della muratura di mattoni pieni e malta di calce corrisponde a:

LIVELLO DI CONOSCENZA LC1. In tale condizione il fattore di confidenza risulta: **F.C.=1.35**

La resistenza media a rottura e gli altri parametri vengono dedotti dalla seguente tabella utilizzando i valori minimi per le resistente e medi per i moduli di deformabilità.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Da cui si evince, per l'utilità della presente relazione e considerando FC=1.35 oltre che $\gamma_M = 3$:

$f_{d,muratura}$**=2.6/(1.35*3)= 0.64 N/mm²**

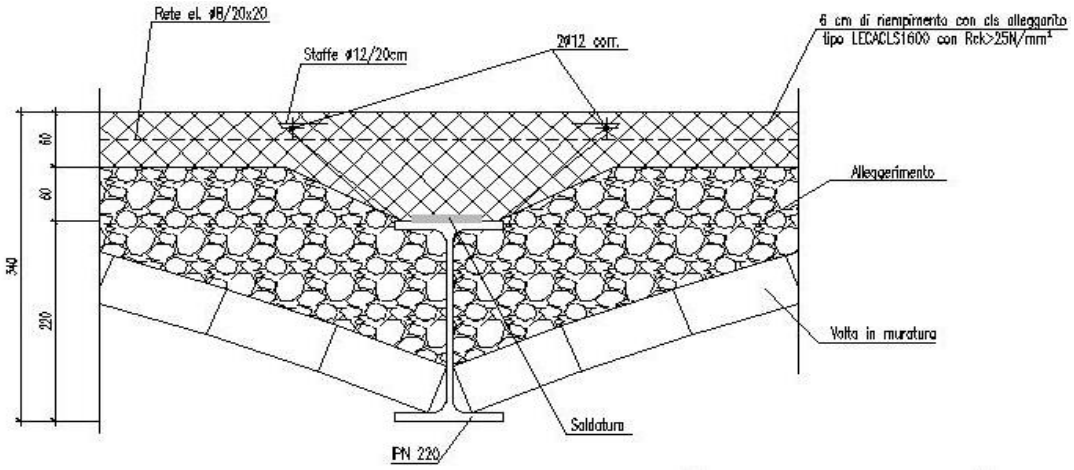
VERIFICA DEI SOLAI DI PIANO TERRA E PIANO PRIMO

I solai di interpiano e sottotetto sono realizzati in travi in acciaio ad I tipo INP 200, 220, 160 ad interasse di circa 100cm a supporto di voltini in muratura; l'estradosso è stato riempito con materiali leggeri poco addensati su cui è posato il pavimento esistente. L'intervento in oggetto prevede il rinforzo delle volte mediante getto in calcestruzzo alleggerito (LC 25/28) con rete elettrosaldata saldata e staffe saldate al profilo in acciaio (volta tipo B), con rete elettrosaldata saldata rialzata e staffe saldate al profilo in acciaio (per la volta tipo A) ed infine con rete elettrosaldata e chiodature infisse con resine epossidiche all'estradosso della volta in muratura (volta tipo C).

Si precisa che in fase di getto è prevista la puntellazione del solaio in modo da non lasciare nel profilo metallico delle tensioni dovute al sostegno del getto ovvero eliminare i tassi di lavoro strutturale in sezione non collaborante.

Di seguito si riportano le verifiche sulla sezioni miste acciaio-calcestruzzo che si ottengono dopo il rinforzo nelle volte, considerando i relativi profili IPN esistenti con resistenza di calcolo fyd,esist=182 N/mm2, come spiegato nella Relazione illustrativa dei materiali. Viene verificata la resistenza della sezione e la capacità di trasmissione degli sforzi di taglio mediante i connettori a staffa.

A titolo esemplificativo, si riporta il particolare di un rinforzo di volta mediante getto di calcestruzzo, così da costituire una sezione resistente in acciaio con soletta collaborante in calcestruzzo.



<u>Si riporta la verifica del solaio tipo A del primo piano che utilizzabile quale cat. C2:</u>

VERIFICA RINFORZO TRAVI IPN 220 VOLTA A

GEOMETRIA SEZIONE COMPOSTA ACC-CLS

Codice sezione	1221	**SEZIONE: IPN 220**	**NORM**
altezza trave (h)		220	mm
larghezza ali (b)		110	mm
Spessore anima (tw)		5.9	mm
Spessore ala (tf)		9.2	mm
Raggio di raccordo (r)		12	mm
Area (A)		3340	mm^2
Area taglio (A v)		1591	mm^2
Peso proprio (pp)		262	N/m
Momento d'Inerzia princ. X (I y)		27720000	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico		252000	mm^3
Modulo di resistenza pr. Y (Wy,pl) Plastico		285000	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)		91.1	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)		2050000	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico		37300	mm^3
Modulo di resistenza pr. Z(Wz) Plastico		58100	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)		24.8	mm
Momento d'inerzia torsionale (I t)		90300	mm^4
Calcestruzzo			
Spessore soletta (hc)		**6**	cm
Altezza di raccordo soletta-profilo (hr)		**6**	cm
Larghezza media raccordo soletta-profilo (br)		**20**	cm
Interasse travi acciaio		**100**	cm
Largh eff. soletta (b eff)		**100**	cm
Elementi Connettori:	**STAFFE**		
Diametro staffa		**12**	mm
Angolo staffa-piattabanda α		**90**	gradi
Passo longitudinale staffe		**20**	cm
Geometria trave	Lunghezza	**7**	m
Presenza di piatti saldati alle ali		**NO**	
base		**0**	mm
spessore		**0**	mm

OMOGENIZZAZIONE SEZ.

Omogenizzazione rispetto all'acciaio		
Per carichi di breve termine (Ec=Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	6.7	-
Area omogenizzata (Aom)	12358	mm^2
Momento statico omog. (Som)	3163043	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	256	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	127917946.7	mm^4
Per carichi di lungo termine (Ec=50%Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	13	-
Area omogenizzata (Aom)	7849.101618	mm^2
Momento statico omog. (Som)	1765222	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	225	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	105822402.7	mm^4

CARICHI

Carichi			**Coeff γ**	**Coeff ψ**
interasse	**1.00**	**m**	di SLU	di SLE
Peso proprio (pp)	**0.00**	**kN/mq**	1.3	1.00
Permanente	**3.80**	**kN/mq**	1.5	1.00
Accidentale	**4.00**	**kN/mq**	1.5	1.00
Lineare perm	**0.00**	**kN/m**	1.5	1.00

Carico lineare di SLU tot = 13.44 kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)				
Premonta assegnata al profilo			0	mm
Previsto puntellamento fase getto?			**SI**	
Carico fase costruttiva (soletta non collab.)			-	KN/m
freccia iniziale	**5**	/384 =	0.0	mm
Carico Permanente (lungo termine)=			3.80	KN/m
Carico accidentale (breve termine) =			4.00	KN/m
δ amm totale = 1/	250	L =	28.0	mm
freccia totale	**5**	/384 =	10.2	mm
δ amm accid = 1/	350	L =	20.0	mm
freccia accid.	**5**	/384 =	4.7	mm

MATERIALI UTILIZZATI

Coefficienti di sicurezza lato materiali:

ACCIAIO CARPENTERIA		
γ M0 =	Resistenza =	1.05
γ M1 =	Instabilità =	1.05
γ M1 =	Instabilità ponti =	1.10
γ M2 =	Resistenza sez. tese	1.25
CALCESTRUZZO		
γ M0 =	Resistenza =	1.50
ACCIAIO CONNETTORI (da c.a.)		
γ M0 =	Resistenza =	1.15

Tipo di acciaio carpenteria: ESISTENTE LC1 (f.c.=1.35)				
Tensione di snervamento car.	f yk =		**194**	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo	f yd =		**184.76**	N/mmq
Modulo elastico normale (Ea) =			206000	N/mmq
Modulo elastico tangenziale (Ga) =			80000	N/mmq
Coeff. Dilatazione termica			0.000012	1/°C
Tipo di calcestruzzo:		**Rck**	**28**	**LC 25/28**
Res. cilindrica caratt.	fck		23.24	N/mmq
Coefficiente lungo term.	αcc		0.85	-
Res. cilindrica di calcolo	fcd		13.17	N/mmq
Modulo elasticità	Ec		30962	N/mmq
Peso di volume calcestruzzo	γcls		18	N/mm^3
Tipo di acciaio connettori:		**B**	**450**	**C**
Tensione di snervamento car.	f yk =		**450**	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo	f yd =		**391.3**	N/mmq

VERIFICHE SLU FASE COSTRUTTIVA

Tensioni di SLU indotte nell'acciaio in fase di getto		
Carico SLU fase costrutt. (soletta non collab.)	0	KN/m
M Ed fase costrutt. (soletta non collab.)	0.0	kNm
Tensioni intradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^2
Tensioni estradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^3
Verifica flessione SLU sezione mezzeria		
Momento resistente elastico acciaio MRd	46.6	kNm
M Rd / M Ed =	-	
Verifica SLU taglio appoggio SX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0.0	kNm
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	169.7	kNm
V Ed / V,c Rd =	-	V Ed < 50% V c,Rd
Verifica SLU taglio appoggio DX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0	
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	169.7	
V Ed / V,c Rd =	-	V Ed < 50% V c,Rd

VERIFICHE SLU SEZ. ACCIAIO-CLS

Verifica flessione SLU sezione mezzeria (Metodo elastico secondo DM17-01-18 §4.3.4.2.1.1)		
Incremento di carico risp. a fase costrutt.Δq	13.44	KN/m
Incremento di momento Δ M Ed	**82**	kNm
Tensioni estradosso sez. cls (σc)	-6.7	N/mm^2
fcd/σc	1.96	
Tensioni intradosso sez. acciaio (σs)	175.0	N/mm^2
fyd/σs	1.06	
Verifica SLU connettori a taglio (rif.norme CNR UNI 10011)		
Δ V Ed max (appoggi)	47.1	kN
Momento statico sezione omogenizzata (Sy)	406389	mm^3
Taglio di progetto per ogni connettore (P Ed)	36.14	kN
Resistenza di progetto connettore (P Rd)	62.55	kN
P Rd / P Ed =	1.73	

Si riporta la verifica del solaio tipo B del primo piano che risulta utilizzabile quale sottotetto con i carichi indicati in precedenza:

VERIFICA RINFORZO TRAVI IPN 160 VOLTA B - sottotetto

GEOMETRIA SEZIONE COMPOSTA ACC-CLS

Codice sezione	1161	SEZIONE: IPN 160	NORM
altezza trave (h)		160	mm
larghezza ali (b)		82	mm
Spessore anima (tw)		5	mm
Spessore ala (tf)		7.4	mm
Raggio di raccordo (r)		9	mm
Area (A)		2010	mm^2
Area taglio (A v)		967	mm^2
Peso proprio (pp)		158	N/m
Momento d'Inerzia princ. X (I y)		8690000	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico		109000	mm^3
Modulo di resistenza pr. Y (Wy,pl) Plastico		124000	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)		65.8	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)		683000	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico		16700	mm^3
Modulo di resistenza pr. Z(Wz) Plastico		26100	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)		18.4	mm
Momento d'inerzia torsionale (I t)		35400	mm^4
Calcestruzzo			
Spessore soletta (hc)		6	cm
Altezza di raccordo soletta-profilo (hr)		0	cm
Larghezza media raccordo soletta-profilo (br)		0	cm
Interasse travi acciaio		100	cm
Largh eff. soletta (b eff)		100	cm
Elementi Connettori:		RETE ELETTROSALD.	
Diametro staffa		8	mm
Angolo staffa-piattabanda α		0	gradi
Passo longitudinale staffe		20	cm
Geometria trave	Lunghezza	4.2	m
Presenza di piatti saldati alle ali		NO	
base		0	mm
spessore		0	mm

OMOGENIZZAZIONE SEZ.

Omogenizzazione rispetto all'acciaio		
Per carichi di breve termine (Ec=Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	6.7	-
Area omogenizzata (Aom)	11028	mm^2
Momento statico omog. (Som)	1874259	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	170	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	31283716.22	mm^4
Per carichi di lungo termine (Ec=50%Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	13	-
Area omogenizzata (Aom)	6519.101618	mm^2
Momento statico omog. (Som)	1017529	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	156	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	26864965.65	mm^4

CARICHI

Carichi			Coeff γ di SLU	Coeff ψ di SLE
interasse	1.00	m		
Peso proprio (pp)	0.00	kN/mq	1.3	1.00
Permanente	3.80	kN/mq	1.5	1.00
Accidentale	1.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Carico lineare di SLU tot =		**8.81 kN/m**		

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)				
Premonta assegnata al profilo			0	mm
Previsto puntellamento fase getto?			SI	
Carico fase costruttiva (soletta non collab.)			-	KN/m
freccia iniziale	5	l/384 =	0.0	mm
Carico Permanente (lungo termine)=			3.80	KN/m
Carico accidentale (breve termine) =			1.00	KN/m
δ amm totale = 1/	250	L =	16.8	mm
freccia totale	5	l/384 =	3.4	mm
δ amm accid = 1/	350	L =	12.0	mm
freccia accid.	5	l/384 =	0.6	mm

MATERIALI UTILIZZATI

Coefficienti di sicurezza lato materiali:				
ACCIAIO CARPENTERIA				
γ M0 =	Resistenza =		1.05	
γ M1 =	Instabilità =		1.05	
γ M1 =	Instabilità ponti =		1.10	
γ M2 =	Resistenza sez. tese		1.25	
CALCESTRUZZO				
γ M0 =	Resistenza =		1.50	
ACCIAIO CONNETTORI (da c.a.)				
γ M0 =	Resistenza =		1.15	
Tipo di acciaio carpenteria: ESISTENTE LC1 (f.c.=1.35)				
Tensione di snervamento car.		f yk =	192	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo		f yd =	182.9	N/mmq
Modulo elastico normale (Ea) =			206000	N/mmq
Modulo elastico tangenziale (Ga) =			80000	N/mmq
Coeff. Dilatazione termica			0.000012	1/°C
Tipo di calcestruzzo:		**Rck**	**28**	**LECACLS**
Res. cilindrica caratt.		fck	23.24	N/mmq
Coefficiente lungo term.		αcc	0.85	-
Res. cilindrica di calcolo		fcd	13.17	N/mmq
Modulo elasticità		Ec	30962	N/mmq
Peso di volume calcestruzzo		γcls	18	N/mm^3
Tipo di acciaio connettori:		**B**	**450**	**C**
Tensione di snervamento car.		f yk =	450	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo		f yd =	391.3	N/mmq

VERIFICHE SLU FASE COSTRUTTIVA

Tensioni di SLU indotte nell'acciaio in fase di getto		
Carico SLU fase costrutt. (soletta non collab.)	0	KN/m
M Ed fase costrutt. (soletta non collab.)	0.0	kNm
Tensioni intradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^2
Tensioni estradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^3
Verifica flessione SLU sezione mezzeria		
Momento resistente elastico acciaio MRd	19.9	kNm
M Rd / M Ed =	-	
Verifica SLU taglio appoggio SX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0.0	kNm
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	102.0	kNm
V Ed / V,c Rd = -	V Ed	< 50% V c,Rd
Verifica SLU taglio appoggio DX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0	
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	102.0	
V Ed / V,c Rd = -	V Ed	< 50% V c,Rd

VERIFICHE SLU SEZ. ACCIAIO+CLS

Verifica flessione SLU sezione mezzeria (Metodo elastico secondo DM14-01-08 §4.3.4.2.1.1)		
Incremento di carico risp. a fase costrutt.Δq	8.81	KN/m
Incremento di momento Δ M Ed	19	kNm
Tensioni estradosso sez. cls (σc)	-3.5	N/mm^2
fcd/σc	3.79	
Tensioni intradosso sez. acciaio (σs)	112.9	N/mm^2
fyd/σs	1.62	
Verifica SLU connettori a taglio (rif.norme CNR UNI 10011)		
Δ V Ed max (appoggi)	18.5	kN
Momento statico sezione omogenizzata (Sy)	152929	mm^3
Taglio di progetto per ogni connettore (P Ed)	21.06	kN
Resistenza di progetto connettore (P Rd)	39.32	kN
P Rd / P Ed =	1.87	

Si riporta la verifica del solaio del sottotetto (copertura primo piano) che risulta utilizzabile quale cat. H (sottotetto):

VERIFICA RINFORZO TRAVI IPN 200, sottotetto

GEOMETRIA SEZIONE COMPOSTA ACC-CLS

Codice sezione	1201	**SEZIONE: IPN 200**	**NORM**
altezza trave (h)		200	mm
larghezza ali (b)		100	mm
Spessore anima (tw)		5.6	mm
Spessore ala (tf)		8.5	mm
Raggio di raccordo (r)		12	mm
Area (A)		2850	mm^2
Area taglio (A v)		1402	mm^2
Peso proprio (pp)		224	N/m
Momento d'Inerzia princ. X (I y)		19430000	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico		194000	mm^3
Modulo di resistenza pr. Y (Wy,pl) Plastico		221000	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)		82.6	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)		1420000	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico		28500	mm^3
Modulo di resistenza pr. Z(Wz) Plastico		44600	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)		22.4	mm
Momento d'inerzia torsionale (I t)		69200	mm^4
Calcestruzzo			
Spessore soletta (hc)		**6**	cm
Altezza di raccordo soletta-profilo (hr)		**0**	cm
Larghezza media raccordo soletta-profilo (br)		**0**	cm
Interasse travi acciaio		**100**	cm
Largh eff. soletta (b eff)		**100**	cm
Elementi Connettori:	**RETE ELETTROSALD.**		
Diametro staffa		**8**	mm
Angolo staffa-piattabanda α		**0**	gradi
Passo longitudinale staffe		**20**	cm
Geometria trave	Lunghezza	**5.05**	m
Presenza di piatti saldati alle ali		**NO**	
base		**0**	mm
spessore		**0**	mm

OMOGENIZZAZIONE SEZ.

Omogenizzazione rispetto all'acciaio		
Per carichi di breve termine (Ec=Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	6.8	-
Area omogenizzata (Aom)	11646	mm^2
Momento statico omog. (Som)	2308140	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	198	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	58447240.26	mm^4
Per carichi di lungo termine (Ec=50%Ec,iniz.):		
Coeff. di omogenizzazione (n=Es/Ec)	14	-
Area omogenizzata (Aom)	7248.130079	mm^2
Momento statico omog. (Som)	1296570	mm^3
Altezza baric. sez. om. x_G	179	mm
Momento d'inerza omogenizzato (Jom)	49975726.76	mm^4

CARICHI

Carichi			**Coeff γ** di SLU	**Coeff ψ** di SLE
interasse	**1.00**	**m**		
Peso proprio (pp)	**0.00**	**kN/mq**	1.3	1.00
Permanente	**3.80**	**kN/mq**	1.5	1.00
Accidentale	**1.00**	**kN/mq**	1.5	1.00
Lineare perm	**0.00**	**kN/m**	1.5	1.00

Carico lineare di SLU tot = 8.90 kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)				
Premonta assegnata al profilo			0	mm
Previsto puntellamento fase getto?			**SI**	
Carico fase costruttiva (soletta non collab.)			-	KN/m
freccia iniziale	**5**	l/384 =	0.0	mm
Carico Permanente (lungo termine)=			3.80	KN/m
Carico accidentale (breve termine) =			1.00	KN/m
δ amm totale = 1/	250	L =	20.2	mm
freccia totale	**5**	l/384 =	3.8	mm
δ amm accid = 1/	350	L =	14.4	mm
freccia accid.	**5**	l/384 =	0.7	mm

MATERIALI UTILIZZATI

Coefficienti di sicurezza lato materiali:			
ACCIAIO CARPENTERIA			
γ M0 =	Resistenza =	1.05	
γ M1 =	Instabilità =	1.05	
γ M1 =	Instabilità ponti =	1.10	
γ M2 =	Resistenza sez. tese	1.25	
CALCESTRUZZO			
γ M0 =	Resistenza =	1.50	
ACCIAIO CONNETTORI (da c.a.)			
γ M0 =	Resistenza =	1.15	
Tipo di acciaio carpenteria: ESISTENTE LC1 (f.c.=1.35)			
Tensione di snervamento car.	f yk =	**192**	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo	f yd =	**182.9**	N/mmq
Modulo elastico normale (Ea) =		206000	N/mmq
Modulo elastico tangenziale (Ga) =		80000	N/mmq
Coeff. Dilatazione termica		0.000012	1/°C
Tipo di calcestruzzo:	**Rck**	**25**	**LECACLS**
Res. cilindrica caratt.	fck	20.75	N/mmq
Coefficiente lungo term.	αcc	0.85	-
Res. cilindrica di calcolo	fcd	11.76	N/mmq
Modulo elasticità	Ec	30200	N/mmq
Peso di volume calcestruzzo	γcls	18	N/mm^3
Tipo di acciaio connettori:	**B**	**450**	**C**
Tensione di snervamento car.	f yk =	**450**	N/mmq
Tensione di snerv. di calcolo	f yd =	**391.3**	N/mmq

VERIFICHE SLU FASE COSTRUTTIVA

Tensioni di SLU indotte nell'acciaio in fase di getto		
Carico SLU fase costrutt. (soletta non collab.)	0	KN/m
M Ed fase costrutt. (soletta non collab.)	0.0	kNm
Tensioni intradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^2
Tensioni estradosso sez. acciaio (σa,i)	0.0	N/mm^3
Verifica flessione SLU sezione mezzeria		
Momento resistente elastico acciaio MRd	35.5	kNm
M Rd / M Ed =	-	
Verifica SLU taglio appoggio SX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0.0	kNm
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	148.0	kNm
V Ed / V,c Rd =	-	V Ed < 50% V c,Rd
Verifica SLU taglio appoggio DX		
V Ed appoggio fase costruttiva	0	
Taglio resistente solo acciaio Vc,Rd	148.0	
V Ed / V,c Rd =	-	V Ed < 50% V c,Rd

VERIFICHE SLU SEZ. ACCIAIO+CLS

Verifica flessione SLU sezione mezzeria (Metodo elastico secondo DM14-01-08 §4.3.4.2.1.1)		
Incremento di carico risp. a fase costrutt.Δq	8.90	KN/m
Incremento di momento Δ M Ed	**28**	kNm
Tensioni estradosso sez. cls (σc)	-3.4	N/mm^2
fcd/σc	3.49	
Tensioni intradosso sez. acciaio (σs)	101.5	N/mm^2
fyd/σs	1.80	
Verifica SLU connettori a taglio (rif.norme CNR UNI 10011)		
Δ V Ed max (appoggi)	22.5	kN
Momento statico sezione omogenizzata (Sy)	224818	mm^3
Taglio di progetto per ogni connettore (P Ed)	20.21	kN
Resistenza di progetto connettore (P Rd)	39.32	kN
P Rd / P Ed =	1.95	

Si riporta di seguito la verifica dellle strututre principali e secondarie del tetto:

Tetto Volpiano	Verifica:Colmo tipo 1	Località : Volpiano

GEOMETRIA SEZIONE ED ELEMENTO

Sezione		
altezza trave (h)	400	mm
larghezza ali (b)	200	mm
Area (A)	80000	mm^2
Peso proprio (pp)	304	N/m
Momento d'Inerzia princ. Y (I y)	1066666667	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico	5333333	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)	115.5	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)	266666667	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico	2666667	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)	57.7	mm
Geometria Lunghezza in orizzontale	4.89	m
Inclinazione asse longitudinale=	14	°
	0.24435	rad
Rotazione sezione =	0	°
	0.00000	rad
Numeri di ritegni torsionali	0	
Distanza tra ritegni torsionali	5.04	m
Lunghezza reale:	5.04	m

CARICHI

Carichi			Coeff γ	Coeff ψ di SLE
interasse	3.00	m		
Peso proprio (pp)	0.30	kN/mq	1.35	1.00
Permanente	1.50	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio)	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve)	1.60	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Sforzo normale	0	kN	1.5	

Carichi lineari di SLU=		
Q SLU perp Z direz. Y =	14.80	kN/m
Q SLU perp Z direz. X =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z =	3.69	kN/m
Q SLU perp Z direz. Y [LP] =	8.02	kN/m
Q SLU perp Z direz. X [LP] =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z [LP] =	2.00	kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)				
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y)=			10.05	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. Y)=			4.52	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y) [LP] =			5.53	
Carico accidentale (perp Z direz. Y) [LP] =			0.00	
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X)=			0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X)=			0.00	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X) [LP] =			0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X) [LP] =			0.00	KN/m
Istantanea				
δ amm totale = 1/	200	L =	25.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	6.8	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	20.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	3.1	mm
Lungo periodo				
δ amm totale = 1/	200	L =	25.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	6.8	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	20.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	0.0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tipo di legno: GL 24				
Tensione caratt. Flessione	f m,y,k =	f m,x,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Trazione	f t,0,k =		16.5	N/mmq
Tensione caratt. Compressi	f c,0,k =		24	N/mmq
Tensione caratt. Taglio	f v,k =		2.7	N/mmq
Modulo elastico normale (E istantanea) =			11600	N/mmq
Modulo elastico normale (E lungo periodo) =			6444	N/mmq
Peso specifico =			3800	N/mc

Coefficienti di sicurezza:		
γ M = Resistenza SLU =	1.45	Lamellare
k def	0.80	
k mod perm=	0.60	
k mod lunga=	0.70	
k mod media=	0.80	
k mod breve=	0.90	
k mod istantanea=	1.00	
k m (rettangolare)=	0.70	

Risultati calcoli statici:	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	46994	0	9300	
Appoggio dx:			18599	37299

Risultati calcoli statici: [LP]	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	25473	0	5041	
Appoggio dx:			10082	20218

Verifiche resistenti della sezione mezzeria				
σ m,y,d =	8.81	N/mmq	f m,y,d =	14.90 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
σ c,0,d =	0.12	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.59	< 1
			0.41	< 1

Verifiche resistenti della sezione mezzeria [LP]				
σ m,y,d =	4.78	N/mmq	f m,y,d =	11.59 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
σ c,0,d =	0.06	N/mmq		
Resistenza (pressoflex)=			0.41	< 1
			0.29	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio				
τ d =	0.70	N/mmq	f v,d =	1.68 N/mmq
σ c,0,d =	0.23	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.02	< 1
Resistenza taglio=			0.42	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio [LP]				
τ d =	0.38	N/mmq	f v,d =	1.30 N/mmq
σ c,0,d =	0.13	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
Resistenza compressione=			0.01	< 1
Resistenza taglio=			0.29	< 1

Tetto Volpiano | **Verifica:Colmo 2** | **Località Volpiano**

GEOMETRIA SEZIONE ED ELEMENTO

Sezione

altezza trave (h)	400	mm
larghezza ali (b)	320	mm
Area (A)	128000	mm^2
Peso proprio (pp)	486.4	N/m
Momento d'Inerzia princ. Y (I y)	1706666667	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico	8533333	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)	115.5	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)	1092266667	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico	6826667	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)	92.4	mm

Geometria Lunghezza in orizzontale 6.45 m

Inclinazione asse longitudinale=	0	°
	0.00000	rad
Rotazione sezione =	0	°
	0.00000	rad
Numeri di ritegni torsionali	0	
Distanza tra ritegni torsionali	6.45	m
Lunghezza reale:	6.45	m

CARICHI

Carichi

			Coeff γ	Coeff ψ di SLE
interasse	4.60	m		
Peso proprio (pp)	0.30	kN/mq	1.35	1.00
Permanente	1.50	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio)	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve)	1.60	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Sforzo normale	0	kN	1.5	

Carichi lineari di SLU=

Q SLU perp Z direz. Y =	23.74	kN/m
Q SLU perp Z direz. X =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z =	0.00	kN/m
Q SLU perp Z direz. Y [LP] =	12.70	kN/m
Q SLU perp Z direz. X [LP] =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z [LP] =	0.00	kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)

Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y)=	16.13	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. Y)=	7.36	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y) [LP] =	8.77	
Carico accidentale (perp Z direz. Y) [LP] =	0.00	
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m

Istantanea

δ amm totale = 1/	200	L =	32.3	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	18.4	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	25.8	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	8.4	mm

Lungo periodo

δ amm totale = 1/	200	L =	32.3	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	18.0	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	25.8	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	0.0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tipo di legno: GL 24

Tensione caratt. Flessione	f m,y,k = f m,x,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Trazione	f t,0,k =	16.5	N/mmq
Tensione caratt. Compressi	f c,0,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Taglio	f v,k =	2.7	N/mmq
Modulo elastico normale (E istantanea) =		11600	N/mmq
Modulo elastico normale (E lungo periodo) =		6444	N/mmq
Peso specifico =		3800	N/mc

Coefficienti di sicurezza:

γ M =	Resistenza SLU =	1.45	Lamellare
k def		0.80	
k mod perm=		0.60	
k mod lunga=		0.70	
k mod media=		0.80	
k mod breve=		0.90	
k mod istantanea=		1.00	
k m (rettangolare)=		0.70	

Risultati calcoli statici:	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	123452	0	0	
Appoggio dx:			0	76560

Risultati calcoli statici: [LP]	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	66041	0	0	
Appoggio dx:			0	40956

Verifiche resistenti della sezione mezzeria

σ m,y,d =	14.47	N/mmq	f m,y,d =	14.90 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.97	< 1
			0.68	< 1

Verifiche resistenti della sezione mezzeria [LP]

σ m,y,d =	7.74	N/mmq	f m,y,d =	11.59 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq		
Resistenza (pressoflex)=			0.67	< 1
			0.47	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio

τ d =	0.90	N/mmq	f v,d =	1.68 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.54	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio [LP]

τ d =	0.48	N/mmq	f v,d =	1.30 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.37	< 1

Tetto Biblioteca | **Verifica:Colmo 3** | **Località : Volpiano**

GEOMETRIA SEZIONE ED ELEMENTO

Sezione

altezza trave (h)	400	mm
larghezza ali (b)	320	mm
Area (A)	128000	mm^2
Peso proprio (pp)	486.4	N/m
Momento d'Inerzia princ. Y (I y)	1706666667	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico	8533333	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)	115.5	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)	1092266667	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico	6826667	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)	92.4	mm

Geometria Lunghezza in orizzontale 6.3 m

Inclinazione asse longitudinale=	0	°
	0.00000	rad
Rotazione sezione =	0	°
	0.00000	rad
Numeri di ritegni torsionali	0	
Distanza tra ritegni torsionali	6.30	m
Lunghezza reale:	6.30	m

CARICHI

Carichi			Coeff γ	Coeff ψ di SLE
interasse	4.85	m		
Peso proprio (pp)	0.30	kN/mq	1.35	1.00
Permanente	1.50	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio)	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve)	1.60	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Sforzo normale	0	kN	1.5	

Carichi lineari di SLU=

Q SLU perp Z direz. Y =	25.00	kN/m
Q SLU perp Z direz. X =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z =	0.00	kN/m
Q SLU perp Z direz. Y [LP] =	13.36	kN/m
Q SLU perp Z direz. X [LP] =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z [LP] =	0.00	kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)

Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y)=	16.98	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. Y)=	7.76	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y) [LP] =	9.22	
Carico accidentale (perp Z direz. Y) [LP] =	0.00	
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m

Istantanea

δ amm totale = 1/	200	L =	31.5	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	17.6	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	25.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	8.0	mm

Lungo periodo

δ amm totale = 1/	200	L =	31.5	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	17.2	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	25.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	0.0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tipo di legno: GL 24

Tensione caratt. Flessione	f m,y,k = f m,x,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Trazione	f t,0,k =	16.5	N/mmq
Tensione caratt. Compressi	f c,0,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Taglio	f v,k =	2.7	N/mmq
Modulo elastico normale (E istantanea) =		11600	N/mmq
Modulo elastico normale (E lungo periodo) =		6444	N/mmq
Peso specifico =		3800	N/mc

Coefficienti di sicurezza:

γ M =	Resistenza SLU =	1.45	Lamellare
k def		0.80	
k mod perm=		0.60	
k mod lunga=		0.70	
k mod media=		0.80	
k mod breve=		0.90	
k mod istantanea=		1.00	
k m (rettangolare)=		0.70	

Risultati calcoli statici:	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	124047	0	0	
Appoggio dx:			0	78760

Risultati calcoli statici: [LP]	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	66298	0	0	
Appoggio dx:			0	42094

Verifiche resistenti della sezione mezzeria

σ m,y,d =	14.54	N/mmq	f m,y,d =	14.90 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.98	< 1
			0.68	< 1

Verifiche resistenti della sezione mezzeria [LP]

σ m,y,d =	7.77	N/mmq	f m,y,d =	11.59 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.67	< 1
			0.47	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio

τ d =	0.92	N/mmq	f v,d =	1.68 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.55	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio [LP]

τ d =	0.49	N/mmq	f v,d =	1.30 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.38	< 1

Tetto Volpiano | **Verifica: Falso puntone 2** | **Località : Volpiano**

GEOMETRIA SEZIONE ED ELEMENTO

Sezione

altezza trave (h)	300	mm
larghezza ali (b)	150	mm
Area (A)	45000	mm^2
Peso proprio (pp)	171	N/m
Momento d'Inerzia princ. Y (I y)	337500000	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico	2250000	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)	86.6	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)	84375000	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico	1125000	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)	43.3	mm

Geometria Lunghezza in orizzontale 6.71 m

Inclinazione asse longitudinale=	0	°
	0.00000	rad
Rotazione sezione =	0	°
	0.00000	rad
Numeri di ritegni torsionali	0	
Distanza tra ritegni torsionali	6.71	m
Lunghezza reale:	6.71	m

CARICHI

Carichi			Coeff γ	Coeff ψ di SLE
interasse	1.00	m		
Peso proprio (pp)	0.30	kN/mq	1.35	1.00
Permanente	1.50	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio)	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve)	1.60	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Sforzo normale	0	kN	1.5	

Carichi lineari di SLU=

Q SLU perp Z direz. Y =	5.23	kN/m
Q SLU perp Z direz. X =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z =	0.00	kN/m
Q SLU perp Z direz. Y [LP] =	2.83	kN/m
Q SLU perp Z direz. X [LP] =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z [LP] =	0.00	kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)

Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y)=	3.57	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. Y)=	1.60	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y) [LP] =	1.97	
Carico accidentale (perp Z direz. Y) [LP] =	0.00	
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X)=	0.00	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X) [LP] =	0.00	KN/m

Istantanea

δ amm totale = 1/	200	L =	33.6	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	24.1	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	26.8	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	10.8	mm

Lungo periodo

δ amm totale = 1/	200	L =	33.6	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	23.9	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	26.8	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	0.0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tipo di legno: GL 24

Tensione caratt. Flessione	f m,y,k = f m,x,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Trazione	f t,0,k =	16.5	N/mmq
Tensione caratt. Compressi	f c,0,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Taglio	f v,k =	2.7	N/mmq
Modulo elastico normale (E istantanea) =		11600	N/mmq
Modulo elastico normale (E lungo periodo) =		6444	N/mmq
Peso specifico =		3800	N/mc

Coefficienti di sicurezza:

γ M =	Resistenza SLU =	1.45	Lamellare
k def		0.80	
k mod perm=		0.60	
k mod lunga=		0.70	
k mod media=		0.80	
k mod breve=		0.90	
k mod istantanea=		1.00	
k m (rettangolare)=		0.70	

Risultati calcoli statici:	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	29412	0	0	
Appoggio dx:			0	17533

Risultati calcoli statici: [LP]	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	15905	0	0	
Appoggio dx:			0	9481

Verifiche resistenti della sezione mezzeria

σ m,y,d =	13.07	N/mmq	f m,y,d =	14.90 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.88	< 1
			0.61	< 1

Verifiche resistenti della sezione mezzeria [LP]

σ m,y,d =	7.07	N/mmq	f m,y,d =	11.59 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.61	< 1
			0.43	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio

τ d =	0.58	N/mmq	f v,d =	1.68 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.35	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio [LP]

τ d =	0.32	N/mmq	f v,d =	1.30 N/mmq
σ c,0,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.00	< 1
Resistenza taglio=			0.24	< 1

Tetto Volpiano | **Verifica: Falso puntone** | **Località : Volpiano**

GEOMETRIA SEZIONE ED ELEMENTO

Sezione

altezza trave (h)	200	mm
larghezza ali (b)	150	mm
Area (A)	30000	mm^2
Peso proprio (pp)	114	N/m
Momento d'Inerzia princ. Y (I y)	100000000	mm^4
Modulo di resistenza Y (Wy) Elastico	1000000	mm^3
raggio d'inerzia maggiore (i y)	57.7	mm
Momento d'Inerzia princ. Y(I z)	56250000	mm^4
Modulo di resistenza Z (Wz) Elastico	750000	mm^3
raggio d'inerzia minore (i z)	43.3	mm

Geometria — Lunghezza in orizzontale: 4.5 m

Inclinazione asse longitudinale=	27	°
	0.47124	rad
Rotazione sezione =	0	°
	0.00000	rad
Numeri di ritegni torsionali	0	
Distanza tra ritegni torsionali	5.05	m
Lunghezza reale:	5.05	m

CARICHI

Carichi			Coeff γ	Coeff ψ di SLE
interasse	1.00	m		
Peso proprio (pp)	0.30	kN/mq	1.35	1.00
Permanente	1.50	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio)	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve)	1.60	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Inclinato (solaio) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Acc. Proiettato (Neve) [LP]	0.00	kN/mq	1.5	1.00
Lineare perm	0.00	kN/m	1.5	1.00
Sforzo normale	0	kN	1.5	

Carichi lineari di SLU=

Q SLU perp Z direz. Y =	4.37	kN/m
Q SLU perp Z direz. X =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z =	2.23	kN/m
Q SLU perp Z direz. Y [LP] =	2.47	kN/m
Q SLU perp Z direz. X [LP] =	0.00	kN/m
Q SLU parallelo Z [LP] =	1.26	kN/m

S.L.E. Deformazioni

Verifica a SLE (deformazioni)

Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y)=			2.98	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. Y)=			1.27	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. Y) [LP] =			1.71	
Carico accidentale (perp Z direz. Y) [LP] =			0.00	
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X)=			0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X)=			0.00	KN/m
Carico Perm + Acc (perp Z direz. X) [LP] =			0.00	KN/m
Carico accidentale (perp Z direz. X) [LP] =			0.00	KN/m

Istantanea

δ amm totale = 1/	200	L =	25.3	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	21.7	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	20.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	9.3	mm

Lungo periodo

δ amm totale = 1/	200	L =	25.3	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	22.4	mm
δ amm accid = 1/	250	L =	20.2	mm
δ = q L^4 / (E * J) *	5	/384 =	0.0	mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tipo di legno: GL 24

Tensione caratt. Flessione	f m,y,k = f m,x,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Trazione	f t,0,k =	16.5	N/mmq
Tensione caratt. Compressi	f c,0,k =	24	N/mmq
Tensione caratt. Taglio	f v,k =	2.7	N/mmq
Modulo elastico normale (E istantanea) =		11600	N/mmq
Modulo elastico normale (E lungo periodo) =		6444	N/mmq
Peso specifico =		3800	N/mc

Coefficienti di sicurezza:

γ M =	Resistenza SLU =	1.45	Lamellare
k def		0.80	
k mod perm=		0.60	
k mod lunga=		0.70	
k mod media=		0.80	
k mod breve=		0.90	
k mod istantanea=		1.00	
k m (rettangolare)=		0.70	

Risultati calcoli statici:	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	13941	0	5626	
Appoggio dx:			11252	11042

Risultati calcoli statici: [LP]	M Ed xx (Nm)	M Ed yy (Nm)	N ed (N)	V Ed (N)
Sezione in mezzeria	7866	0	3174	
Appoggio dx:			6349	6230

Verifiche resistenti della sezione mezzeria

σ m,y,d =	13.94	N/mmq	f m,y,d =	14.90 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
σ c,0,d =	0.19	N/mmq	NEVE : Kmod breve	
Resistenza (pressoflex)=			0.94	< 1
			0.66	< 1

Verifiche resistenti della sezione mezzeria [LP]

σ m,y,d =	7.87	N/mmq	f m,y,d =	11.59 N/mmq
σ m,z,d =	0.00	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
σ c,0,d =	0.11	N/mmq		
Resistenza (pressoflex)=			0.68	< 1
			0.48	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio

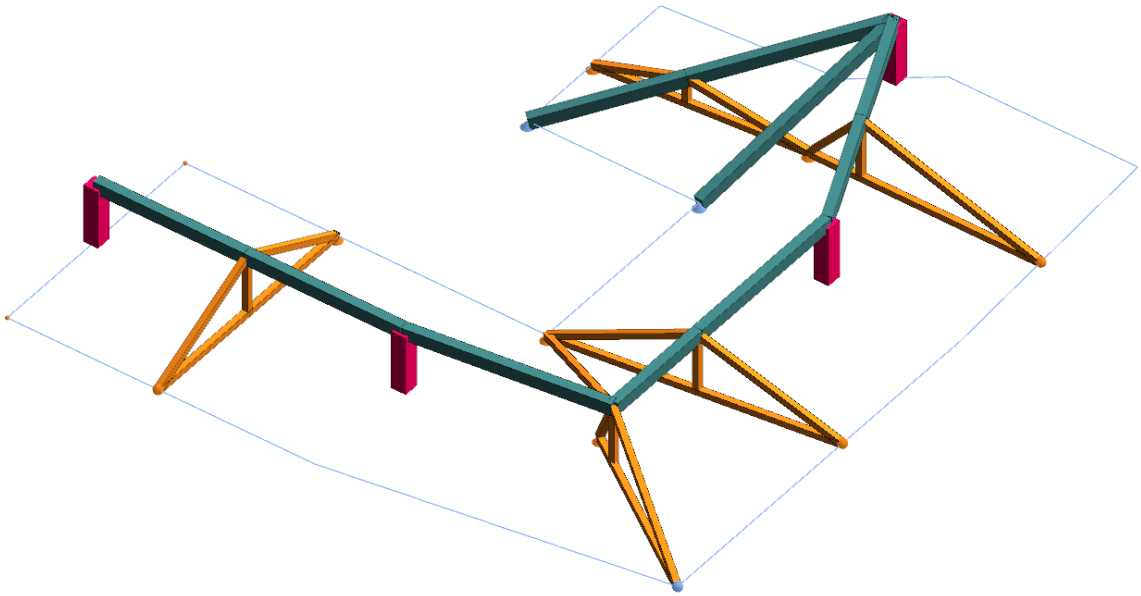
τ d =	0.55	N/mmq	f v,d =	1.68 N/mmq
σ c,0,d =	0.38	N/mmq	f c,0,d =	14.90 N/mmq
			NEVE : Kmod breve	
Resistenza compressione=			0.03	< 1
Resistenza taglio=			0.33	< 1

Verifiche resistenti della sezione appoggio [LP]

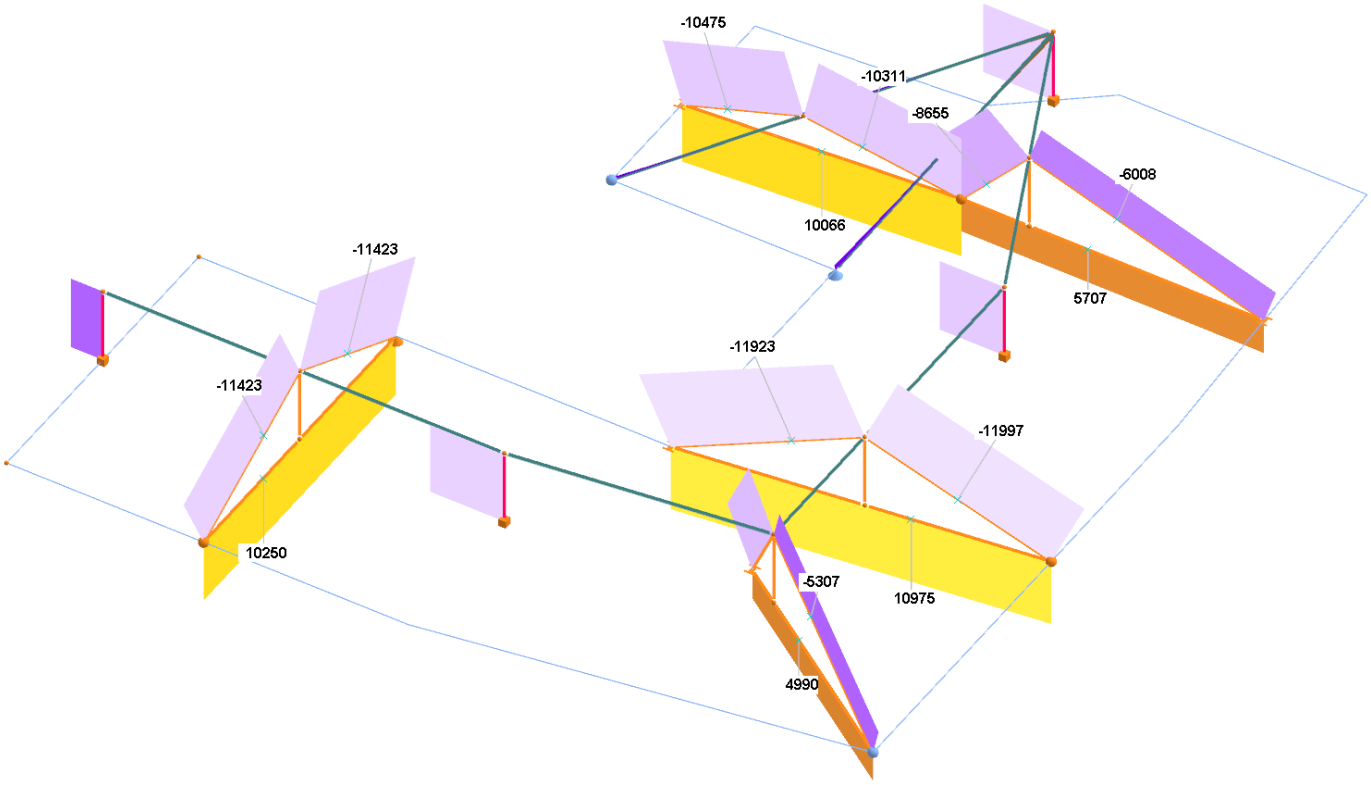
τ d =	0.31	N/mmq	f v,d =	1.30 N/mmq
σ c,0,d =	0.21	N/mmq	f c,0,d =	11.59 N/mmq
Resistenza compressione=			0.02	< 1
Resistenza taglio=			0.24	< 1

VERIFICHE DELLE CAPRIATE E DEI PILASTRI DEL SOTTOTETTO:

Si è quindi modellato il sottotetto con le travi di colmo (in verde), le capriate (in arancione) ed i pilastri in muratura (in rosso) mentre il cordolo sul bordo è in grigio::



Applicando i carichi sui colmi (già verificati nei precedenti fogli di calcolo) si sono ottenute le sollecitazioni nelle capriate in condizioni SLU STR:



Di seguito si riportano le verifiche degli elementi lignei in lamellare GL24:

VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

```
Normativa       : NTC18 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.
Numero aste     : 23

RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta |sez|  b  | h   |fsPfd|fsIfl|fsIto|fsTau| Caso     %   |VE|
    3|  2| 20. | 20. | .083| .520| .520|0.000|  1- 1     52 |si|
    4|  2| 20. | 20. | .424|0.000| .007| .011|  1- 1     42 |si|
    5|  2| 20. | 20. | .424|0.000| .007| .011|  1- 1     42 |si|
    6|  2| 20. | 20. | .083| .520| .520|0.000|  1- 1     52 |si|
    7|  2| 20. | 20. |0.000| .002| .002|0.000|  1- 1      0 |si|
   12|  2| 20. | 20. |0.000|0.000|0.000|0.000|  1- 1      0 |si|
   13|  2| 20. | 20. | .060| .258| .258|0.000|  1- 1     26 |si|
   14|  2| 20. | 20. | .018| .382| .382|0.000|  1- 1     38 |si|
   17|  2| 20. | 20. |0.000|0.000|0.000|0.000|  1- 1      0 |si|
   18|  2| 20. | 20. | .090| .672| .672|0.000|  1- 1     67 |si|
   19|  2| 20. | 20. | .091| .637| .637|0.000|  1- 1     64 |si|
   22|  2| 20. | 20. | .367|0.000|0.000|0.000|  1- 1     37 |si|
   23|  2| 20. | 20. | .367|0.000|0.000|0.000|  1- 1     37 |si|
   24|  2| 20. | 20. | .167|0.000|0.000| .001|  1- 1     17 |si|
   25|  2| 20. | 20. | .167|0.000|0.000|0.000|  1- 1     17 |si|
   32|  2| 20. | 20. |0.000| .001| .001|0.000|  1- 1      0 |si|
   33|  2| 20. | 20. | .242|0.000| .003| .016|  1- 1     24 |si|
   34|  2| 20. | 20. | .242|0.000| .003| .004|  1- 1     24 |si|
   35|  2| 20. | 20. | .047| .237| .237|0.000|  1- 1     24 |si|
   36|  2| 20. | 20. | .023| .513| .513|0.000|  1- 1     51 |si|
   37|  2| 20. | 20. | .067| .389| .389|0.000|  1- 1     39 |si|
   38|  2| 20. | 20. | .070| .308| .308|0.000|  1- 1     31 |si|
   47|  2| 20. | 20. | .335|0.000|0.000|0.000|  1- 1     34 |si|
```

VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE ESTESA

```
                              VERIFICA ASTE IN LEGNO

Normativa       : NTC18 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)
Unita' di misura: cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.
Numero aste     : 23

                                   MATERIALE

Descrizione: Legno lamellare
Norma      : UNI EN 1194                Classe      : GL24h
fmk = 240.   ft0k= 165.   ft90k=4.     fc0k= 240.   fc90k=27.    fvk = 27.
E0m = 116000 E005= 94000. E90m =3900.  Gm  = 7200.  G005= 5834.5
Rok = .00037 Rom = .00045
E' stata applicata la riduzione della larghezza ai fini del calcolo delle
tau per taglio [Tzd, Tyd]:  Kcr= 2.5/fvk = 0.9259   [C4.4.8.1.9]

                               DATI [NTC18 4.4.6]

Tipo legno : Legno lamellare incollato  Riferimento : EN 14080
Classe di servizio: 1 ; gM= 1.45 ; kdef= 0.6 ; betaC= 0.1

|classi di durata|Kmod |ft0d *|fc0d  |fmd  *|fvd   | Casi di carico    |
|Permanente      | .600| 68.28| 99.31| 99.31| 11.17|1                  |
|Lunga durata    | .700| 79.66|115.86|115.86| 13.03|non prevista       |
|Media durata    | .800| 91.03|132.41|132.41| 14.90|non prevista       |
|Breve durata    | .900|102.41|148.97|148.97| 16.76|non prevista       |
|Istantaneo      |1.100|125.17|182.07|182.07| 20.48|non prevista       |
(*) valori per Kh=1

                                 CASI DI CARICO

|    N | Descrizione                       |   Soll.|
|     1|SLU SENZA SISMA                    |       1|

                              SEZIONI RETTANGOLARI

| N |  b  | h   |alfa |  A    |   Jz    |   Jy    |  Jtor   | Km  | Ksh |
|  2| 20. | 20. |4.808|  400. |  13333.3|  13333.3|  33333.3|  .7 |1.15 |

                                   VERIFICHE
```

```
Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (884-886) 3
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 453.04| 78.47| 1.262| 1.345|  .553|        | 453.04|2567.7|  .306| 1.000|
| Y| 453.04| 78.47| 1.262| 1.345|  .553|        | 453.04|2567.7|  .306| 1.000|

                                                      ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11423.1|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 28.6|  0.0|  0.0| .083| .520| .520|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                      ----- PROGR.( 9)   453.04
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11423.1|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 28.6|  0.0|  0.0| .083| .520| .520|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (887-886) 4
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 406.50| 70.41| 1.132| 1.183|  .656|        | 406.50|2861.7|  .290| 1.000|
| Y| 406.50| 70.41| 1.132| 1.183|  .656|        | 406.50|2861.7|  .290| 1.000|

                                                      ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|        12065.8|       0.0|       0.0|   10249.7|       0.0|     -29.7|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.6|  0.0|  9.0|  0.0| .424|0.000| .007|0.00| 0.0|0.00|  .1| .011|si|

                                                      ----- PROGR.( 9)   406.50
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   10249.7|       0.0|     -29.7|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.6|  0.0|  0.0|  0.0| .341|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00|  .1| .011|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (888-887) 5
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 406.50| 70.41| 1.132| 1.183|  .656|        | 406.50|2861.7|  .290| 1.000|
| Y| 406.50| 70.41| 1.132| 1.183|  .656|        | 406.50|2861.7|  .290| 1.000|

                                                      ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   10249.7|       0.0|      29.7|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.6|  0.0|  0.0|  0.0| .341|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00|  .1| .011|si|

                                                      ----- PROGR.( 9)   406.50
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ    |     MY    |     MT    |     N     |     TZ    |     TY    |
|  1- 1|        12065.8|       0.0|       0.0|   10249.7|       0.0|      29.7|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.6|  0.0|  9.0|  0.0| .424|0.000| .007|0.00| 0.0|0.00|  .1| .011|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (888-884) 6
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 453.04| 78.47| 1.262| 1.345|  .553|        | 453.04|2567.7|  .306| 1.000|
```

```
| Y| 453.04| 78.47| 1.262| 1.345|  .553|         | 453.04|2567.7|  .306| 1.000|

                                                    ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11423.1|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 28.6|  0.0|  0.0| .083| .520| .520|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                    ----- PROGR.( 9)   453.04
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11423.1|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 28.6|  0.0|  0.0| .083| .520| .520|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (887-884) 7
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|
| Y| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|

                                                    ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|     -59.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|   .1|  0.0|  0.0|0.000| .002| .002|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                    ----- PROGR.( 9)   200.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|     -59.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|   .1|  0.0|  0.0|0.000| .002| .002|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (894-895) 12
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|
| Y| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|

                                                    ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|  0.0|  0.0|  0.0|0.000|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                    ----- PROGR.( 9)   200.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|  0.0|  0.0|  0.0|0.000|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ----------------------- ASTA (893-895) 13
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 233.24| 40.40|  .650|  .729|  .945|        | 233.24|4987.5|  .219| 1.000|
| Y| 233.24| 40.40|  .650|  .729|  .945|        | 233.24|4987.5|  .219| 1.000|

                                                    ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -9698.3|       0.0|       0.0|
```

```
TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 24.2|  0.0|  0.0| .060| .258| .258|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   233.24
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -9698.3|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 24.2|  0.0|  0.0| .060| .258| .258|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (895-892) 14
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 584.68|101.27| 1.629| 1.893|  .350|        | 584.68|1989.6|  .347| 1.000|
| Y| 584.68|101.27| 1.629| 1.893|  .350|        | 584.68|1989.6|  .347| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -5307.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 13.3|  0.0|  0.0| .018| .382| .382|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 8)   511.59
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -5307.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 13.3|  0.0|  0.0| .018| .382| .382|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   584.68
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -5307.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 13.3|  0.0|  0.0| .018| .382| .382|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (896-897) 17
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|
| Y| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|        | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|  0.0|  0.0|  0.0|0.000|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   200.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|  0.0|  0.0|  0.0|0.000|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (891-897) 18
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 512.02| 88.69| 1.426| 1.574|  .447|        | 512.02|2271.9|  .325| 1.000|
| Y| 512.02| 88.69| 1.426| 1.574|  .447|        | 512.02|2271.9|  .325| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
```

```
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11922.7|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 29.8|  0.0|  0.0| .090| .672| .672|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 7)   384.02
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11922.7|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 29.8|  0.0|  0.0| .090| .672| .672|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   512.02
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11922.7|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 29.8|  0.0|  0.0| .090| .672| .672|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (897-898) 19
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |       |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 495.39| 85.80| 1.380| 1.506|  .474|       | 495.39|2348.2|  .320| 1.000|
| Y| 495.39| 85.80| 1.380| 1.506|  .474|       | 495.39|2348.2|  .320| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11996.6|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 30.0|  0.0|  0.0| .091| .637| .637|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   495.39
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -11996.6|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 30.0|  0.0|  0.0| .091| .637| .637|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (891-896) 22
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |       |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 471.35| 81.64| 1.313| 1.413|  .517|       | 471.35|2468.0|  .312| 1.000|
| Y| 471.35| 81.64| 1.313| 1.413|  .517|       | 471.35|2468.0|  .312| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   10975.5|       -.5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 27.4|  0.0|  0.0|  0.0| .365|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   471.35
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|     235.0|       0.0|   10975.5|       -.5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 27.4|  0.0|  0.0|   .2| .367|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (896-898) 23
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |       |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 453.22| 78.50| 1.263| 1.345|  .553|       | 453.22|2566.7|  .306| 1.000|
| Y| 453.22| 78.50| 1.263| 1.345|  .553|       | 453.22|2566.7|  .306| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
```

```
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|     235.0|       0.0|   10975.5|        .5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 27.4|  0.0|  0.0|   .2| .367|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   453.22
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   10975.5|        .5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 27.4|  0.0|  0.0|  0.0| .365|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (893-894) 24
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 120.00| 20.78|  .334|  .558|  .996|         | 120.00|9694.0|  .157| 1.000|
| Y| 120.00| 20.78|  .334|  .558|  .996|         | 120.00|9694.0|  .157| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|    4990.3|      -1.5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 12.5|  0.0|  0.0|  0.0| .166|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0| .001|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   120.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|     180.1|       0.0|    4990.3|      -1.5|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 12.5|  0.0|  0.0|   .1| .167|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0| .001|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (894-892) 25
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 549.41| 95.16| 1.531| 1.733|  .393|         | 549.41|2117.3|  .337| 1.000|
| Y| 549.41| 95.16| 1.531| 1.733|  .393|         | 549.41|2117.3|  .337| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|     180.1|       0.0|    4990.3|        .3|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 12.5|  0.0|  0.0|   .1| .167|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   549.41
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|    4990.3|        .3|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 12.5|  0.0|  0.0|  0.0| .166|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (905-906) 32
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|         | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|
| Y| 200.00| 34.64|  .557|  .668|  .965|         | 200.00|5816.4|  .203| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|     -55.2|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|   .1|  0.0|  0.0|0.000| .001| .001|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|
```

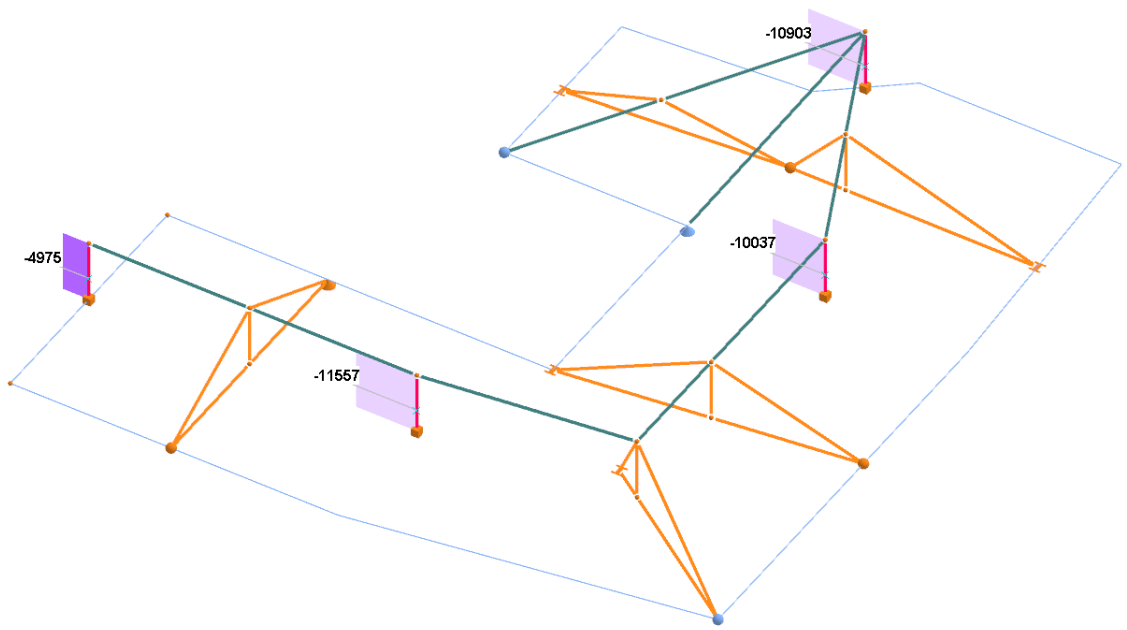
```
                                                        ----- PROGR.( 9)   200.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|     -55.2|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0|   .1|  0.0|  0.0|0.000| .001| .001|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (907-905) 33
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |          |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 175.46| 30.39|  .489|  .629|  .976|          | 175.46|6630.0|  .190| 1.000|
| Y| 175.46| 30.39|  .489|  .629|  .976|          | 175.46|6630.0|  .190| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|      50.4|       0.0|    5706.7|        .1|      42.8|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 14.3|  0.0|  0.0|  0.0| .190|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00|  .2| .016|si|

                                                        ----- PROGR.( 9)   175.46
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|         7514.5|      39.1|       0.0|    5706.7|        .1|      42.8|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 14.3|  0.0|  5.6|  0.0| .242|0.000| .003|0.00| 0.0|0.00|  .2| .016|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (905-908) 34
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |          |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 607.92|105.29| 1.694| 2.004|  .325|          | 607.92|1913.6|  .354| 1.000|
| Y| 607.92|105.29| 1.694| 2.004|  .325|          | 607.92|1913.6|  .354| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|         7514.5|      39.1|       0.0|    5706.7|        .1|     -12.4|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 14.3|  0.0|  5.6|  0.0| .242|0.000| .003|0.00| 0.0|0.00|  .1| .004|si|

                                                        ----- PROGR.( 9)   607.92
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|    5706.7|        .1|     -12.4|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 14.3|  0.0|  0.0|  0.0| .190|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00|  .1| .004|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (907-906) 35
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |          |   L0   |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 266.06| 46.08|  .741|  .797|  .918|          | 266.06|4372.3|  .234| 1.000|
| Y| 266.06| 46.08|  .741|  .797|  .918|          | 266.06|4372.3|  .234| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -8655.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 21.6|  0.0|  0.0| .047| .237| .237|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                        ----- PROGR.( 8)   232.80
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -8655.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
```

```
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 21.6|  0.0|  0.0| .047| .237| .237|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                        ----- PROGR.( 9)   266.06
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -8655.0|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 21.6|  0.0|  0.0| .047| .237| .237|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (906-908) 36
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 639.97|110.85| 1.783| 2.163|  .295|         | 639.97|1817.7|  .363| 1.000|
| Y| 639.97|110.85| 1.783| 2.163|  .295|         | 639.97|1817.7|  .363| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -6007.7|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 15.0|  0.0|  0.0| .023| .513| .513|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                        ----- PROGR.( 9)   639.97
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   -6007.7|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 15.0|  0.0|  0.0| .023| .513| .513|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (909-907) 37
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 401.82| 69.60| 1.119| 1.168|  .667|         | 401.82|2895.0|  .288| 1.000|
| Y| 401.82| 69.60| 1.119| 1.168|  .667|         | 401.82|2895.0|  .288| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10311.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 25.8|  0.0|  0.0| .067| .389| .389|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                        ----- PROGR.( 8)   351.60
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10311.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 25.8|  0.0|  0.0| .067| .389| .389|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                        ----- PROGR.( 9)   401.82
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10311.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |StOd  ScOd  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 25.8|  0.0|  0.0| .067| .389| .389|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (910-909) 38
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                          Instabilita' torsionale
|As|   L0   | Lam  |LamRel|  k   | kc   |         |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 313.77| 54.35|  .874|  .911|  .857|         | 313.77|3707.4|  .254| 1.000|
| Y| 313.77| 54.35|  .874|  .911|  .857|         | 313.77|3707.4|  .254| 1.000|

                                                        ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |      MY   |      MT   |      N    |      TZ   |      TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10475.4|       0.0|       0.0|
```

```
TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 26.2|  0.0|  0.0| .070| .308| .308|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 8)   274.55
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10475.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 26.2|  0.0|  0.0| .070| .308| .308|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   313.77
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|  -10475.4|       0.0|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1|  0.0| 26.2|  0.0|  0.0| .070| .308| .308|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

Rettangolare (sezione n. 2; b=20; h=20) ---------------------- ASTA (910-907) 47
 Khz= 1.1 ; Khy= 1.1 ; Kht= 1.1 (legno lamellare)

Instabilita' flessionale                        Instabilita' torsionale
|As|   L0  | Lam  |LamRel|  k   | kc   |        |   L0  |Scrit |LamRel|K crit|
| Z| 693.81|120.17| 1.933| 2.450|  .253|        | 693.81|1676.7|  .378| 1.000|
| Y| 693.81|120.17| 1.933| 2.450|  .253|        | 693.81|1676.7|  .378| 1.000|

                                                     ----- PROGR.( 1)     0.00
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|       0.0|       0.0|   10065.5|       -.1|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.2|  0.0|  0.0|  0.0| .335|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|

                                                     ----- PROGR.( 9)   693.81
SOLLECITAZIONI      :
| Caso |          MZ   |     MY   |     MT   |     N    |     TZ   |     TY   |
|  1- 1|            0.0|      50.4|       0.0|   10065.5|       -.1|       0.0|

TENSIONI            :
| Caso |St0d  Sc0d  Smzd  Smyd  fsPfd fsIfl fsIto|Ttozd Tzd Ttoyd Tyd fsTau|VE|
|  1- 1| 25.2|  0.0|  0.0|  0.0| .335|0.000|0.000|0.00| 0.0|0.00| 0.0|0.000|si|
```

Per quanto riguarda la struttura del PASSAFUORI che verrà mantenuta si dichiara che le sezioni degli elementi che la costituiscono risultano idonei

Per quanto riguarda i pilastri del sottotetto si riportano le sollecitazioni in condizioni SLU



STR:

La sezione dei pilastri è pari a 50x50cm. Le caratteristiche del materiale sono già state anticipate nella relazione sui materiali ed è prevista una tensione massima di compressione pari a 0.64 N/mm^2 .

Rimandando al cap. 4.5.6.2 delle NTC 2018 per le specifiche, considerato un'altezza massima di circa 2.60m, la sezione di 500x500mm, un'eccentricità pari all'eccentricità di esecuzione in quanot le travi sono centrate sui pilastri, un coefficiente di eccentricità m= 0.36 ed una snellezza = 5.2 si ottiene un coefficiente Φ = 0.78 ovverosia

N rd = 500^2 * 0.78 * 0.64 = 124800 N = 12480 daN > 11557 daN VERIFICATO

VERIFICA DELLE VOLTE ESISTENTI:

Ripartendo dall'analisi dei carichi di cui ai punti precedenti, si riporta la condizione post-intervento:

CARICHI PERMANENTI: Volte in muratura

(G1) Peso proprio volta in muratura: mattone s= 5cm	0.90 kN/m^2
Calotta in c.a. con cls alleggerito:	1.10 kN/m^2
(G1) Totale peso proprio volta rinforzata	**2.00 kN/m^2**

(G2) Pesi permanentemente portati:

Tramezzature realizzata con elementi divisori

aventi un peso compreso tra 1.00 kN/m e 2.00 kN/m 0.80 kN/m^2

(G2) Permanente su calotta in c.a.:

riempimento alleggerito sp_{medio} = 25cm 1.90 kN/m^2

Sottofondo e pavimento = 1.10 kN/m^2

(G2) Totale permanente su volta 3.80 kN/m^2

Carico in condizione di SLU (fattorizzato come previsto al cap. 2 NTC 2018):

Q sd,post = 1.3 * 2.00 + 1.5 * 3.80 = 8.30 kN/mq

Lo stato dei luoghi prevede che sulla volta in muratura sia presente un riempimento in materiali incoerenti (come d'uso per l'epoca) tendenzialmente di recupero e riconducibile in termine di peso specifico a circa 18 kN/mc. Per quanto riguarda invece lo strato (G2) è il medesimo per cui in condizione "ante" il carico è il seguente:

CARICHI PERMANENTI: Volte in muratura

(G1) Peso proprio volta in muratura: mattone s= 5cm 0.90 kN/m^2

(G1) Totale peso proprio volta esistente 0.90 kN/m^2

(G2) Pesi permanentemente portati:

Tramezzature realizzata con elementi divisori

aventi un peso compreso tra 1.00 kN/m e 2.00 kN/m 0.80 kN/m^2

(G2) Permanente su calotta in c.a.:

riempimento sulla volta sp_{medio} = 30 cm (si consideri che manca il cls) 5.40 kN/m^2

Sottofondo e pavimento = 1.10 kN/m^2

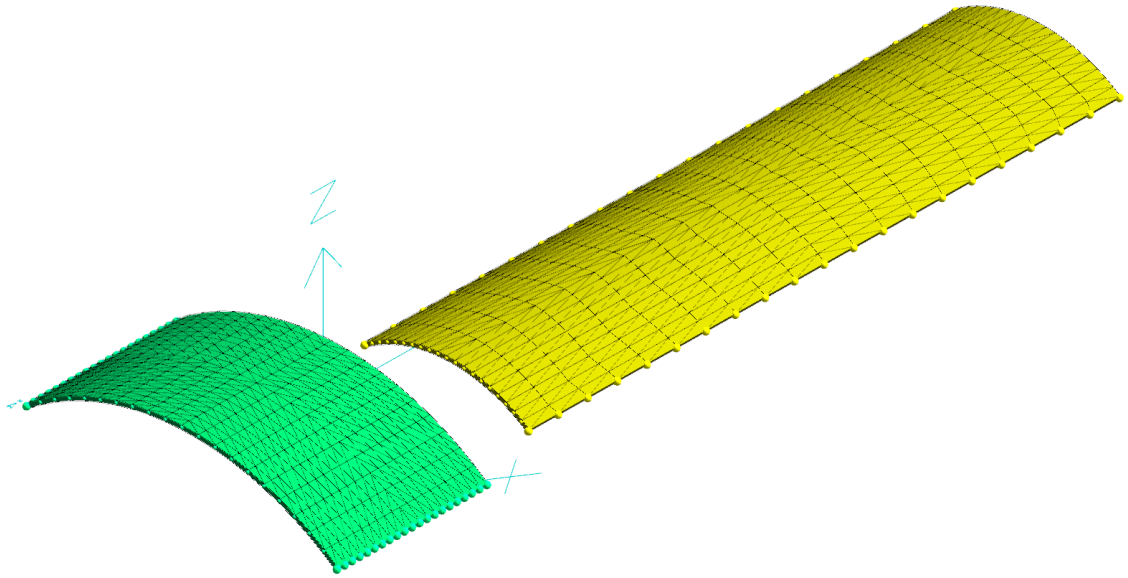
(G2) Totale permanente su volta 7.30 kN/m^2

Carico in condizione di SLU (fattorizzato come previsto al cap. 2 NTC 2018):

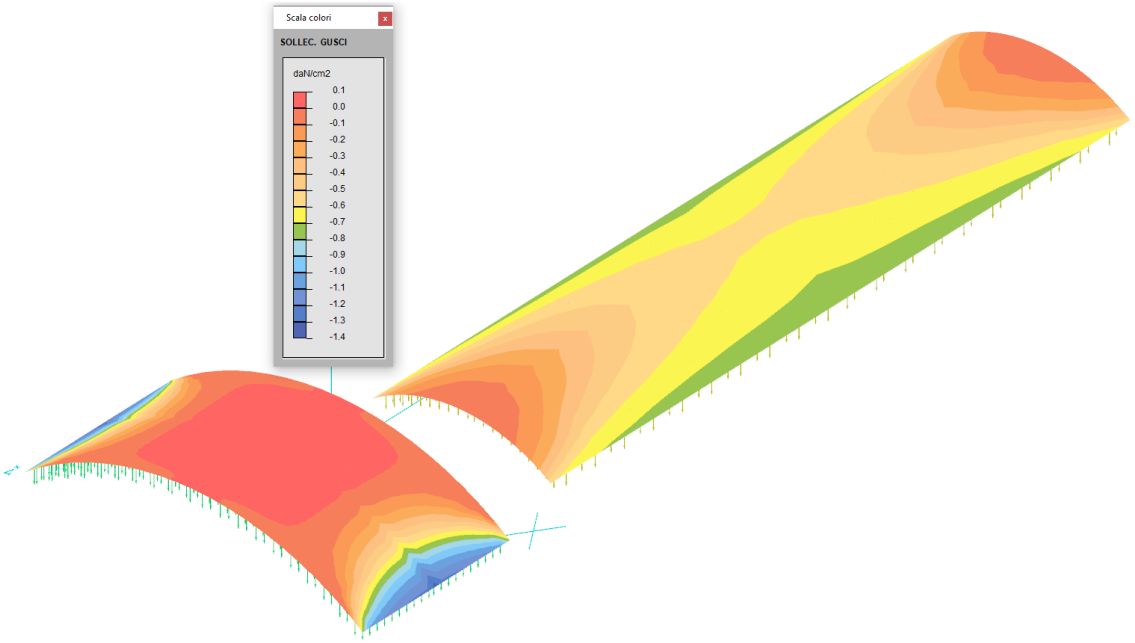
Q sd,ante = 1.3 * 0.90 + 1.5 * 7.30 = 12.12 kN/mq

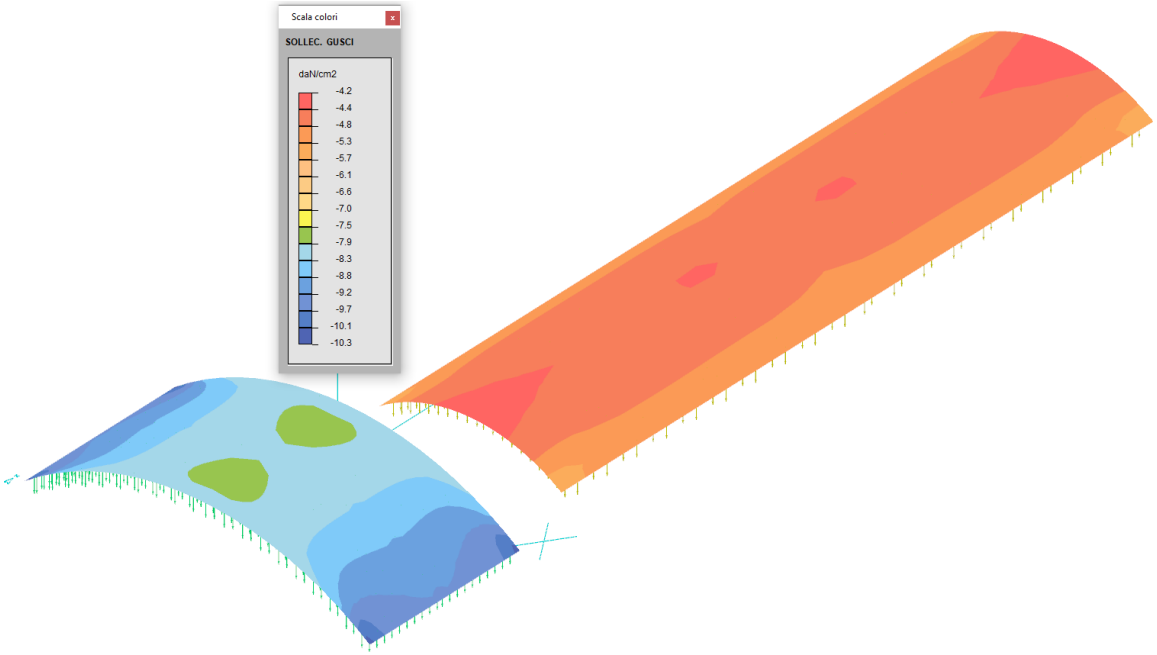
Da cui si evince come **Q sd,ante > Q sd,post** per cui la condizione è migliorativa

Sono state quindi modellati i gusci in calcestruzzo sulla forma delle volte in muratura ed applicati i carichi indicati in precedenza:



Ottenendo le seguenti tensioni massime sul calcestruzzo in condizione SLU STR:





Da cui si evince come la tensione massima nei gusci di calcestruzzo pari a 1.03 N/mm^2 sia << f_{cd} = 14.2 N/mm^2 .

<u>Verificato</u>

Verifica solaio piano terreno

Di seguito si riporta la verifica del solaio più sollecitato al piano terreno. In particolare il solaio in latero-cemento S.2 (rif. Elaborato S.01) .

Spessore solaio 23cm (18 + 5cm)

Analisi dei carichi:

(G1) Peso solaio in latero-cemento s=23cm **2.90 kN/m^2**

(G2) Carico permanente portato **2.50 kN/m^2**

(Q) Variabile solai di piano terreno (categoria C3 - DM 17/01/2018) **5.00 kN/m^2**

Carico totale SLU : 1.3*2.9+1.5*2.5+5*1.5 = 14.72 kN/m^2

Carico sul travetto SLU : 14.72 * 0.5 = 7.36 kN/m

L_{max} = 2.90m

M_{sd} = 1/8 * 2.9^2 * 7.36 = 7.74 kNm

V sd = 2.9 * 7.36 / 2 =10.67 kN

La sezione resistente, a forma di T, con le seguenti caratteristiche:

H totale = 230mm

Copri ferro inferiore = 20mm

D = altezza utile = 210mm

b = Larghezza travetto = 100mm

As = 2 diam 14mm = 308 mm^2

Armatura tipo B45C ; f_{yk} = 450 N/mm^2

f_{yd} = 450/1.15 = 391 N/mm^2

M rd = 0.9 * 391 * 210 *308 = 22'760'892 Nmm = 22.7 kNm

M rd > M sd VERIFICATO

V rd = [0.18 * 1.92 * (100*0.015*20) $^{1/3}$]*100*210 = 22.53 kN > V sd VERIFICATO

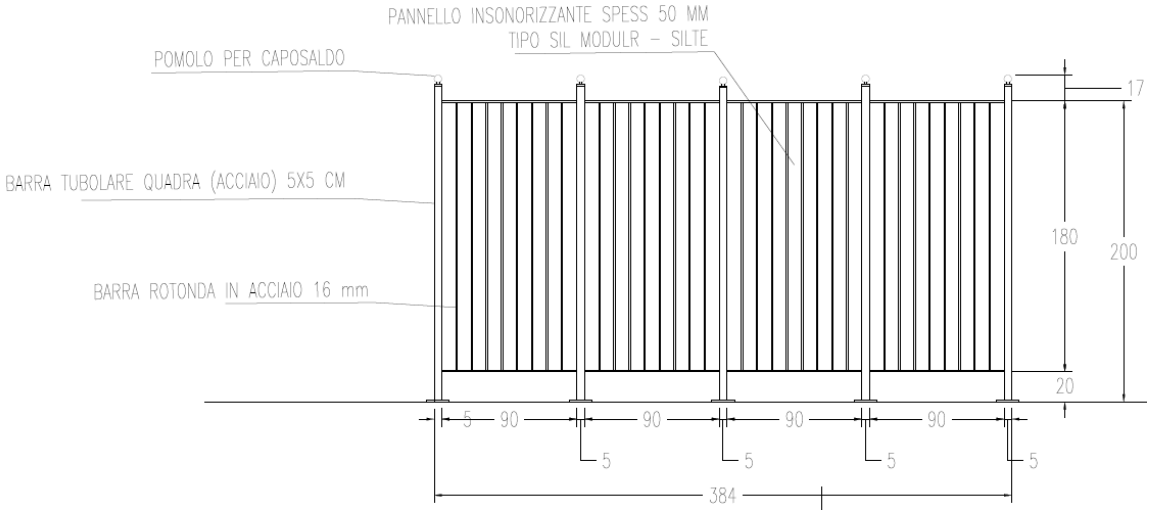
k= 1.93

v min = 4.2

ρ = 308/(100*210) = 0.015

Verifica della recinzione di chiusura gruppo esterno

Si prevede una recinzione realizzata con montanti 50x50mm spessore 5mm passo 95mm. Il prospetto esposto al vento è il seguente:



Valutazione dell'azione del vento:

	V b,0	*a 0*	*K s*
Zona 1	25	1000	0.4

q r	**390.6**	N/mq	
z parete	**2**	m	< z min
c e	**1.48**		
	sopravento	sottovento	
c p	**0.75**	**-0.40**	
c d	**1**		
c t	**1**		

Rugosità del terreno:	**A**	
Zona	**V**	
Kr	**0.23**	
z0	**0.7**	m
z min	**12**	m

Dimensioni di massima del blocco dell'edificio

b =	**2.73**	m
d =	**3.85**	m
h =	**2**	m
h / d =	0.52	

Q depressione =	-233.41	N/mq
Q depressione =	434.54	N/mq

Per l'ancoraggio al piede si prevede una piastra 200x200mm spessore 6mm con 4 fori rientrato 30mm rispetto al bordo per collegamento al calcestruzzo con tasselli M10 tipo HILTI HSB con le seguenti resistenze di progetto:

Resistenza caratteristica

Dimensione Ancorante		M8	M10	M12	M16
Trazione N_{Rk}	[kN]	8,3	12,0	14,6	26,5
Taglio V_{Rk}	[kN]	8,3	12,8	17,9	42,4

Resistenza di progetto

Dimensione Ancorante		M8	M10	M12	M16
Trazione N_{Rd}	[kN]	4,6	8,0	9,7	14,7
Taglio V_{Rd}	[kN]	5,5	8,5	11,9	33,9

Da cui si evince N rd = 8000 N

Di seguito si riportano le verifiche del montate, del tassello e della piastra al piede:

B montante	50 mm
spessore	5 mm
I	307500 mm4
W	12300 mm3
f yk acciaio	235 N/mm2
f yd	223.8 N/mm3
M rd	2752857 Nmm
	2752.86 Nm
interasse montanti	0.95 m
altezza montanti	2 m
Q SLU montante	951.8 N/m
M sd	1903.64 Nm
M sd < M rd	VERIFICATO
Piastra al piede quadra	200 mm
spessore piastra	6 mm
arretramento foro	30 mm
n.4 tasselli tipo	M12
N sd tassello	6221 N
N rd tassello	8000 N
N sd < N rd	VERIFICATO
W pl, piastra	1800 mm3
M rd piastra	402857 Nmm
M sd piastra	559894 Nmm
M sd < M rd	VERIFICATO

Conclusioni

Dai calcoli precedenti, considerati i sovraccarichi suddetti e le caratteristiche dei materiali da costruzione, si deduce che gli interventi locali di rinforzo delle strutture esistenti ed il nuovo tetto il legno risultano verificati a fronte delle azioni statiche previste dalla normativa 17 Gennaio 2018.

Il Tecnico Incaricato

2. RELAZIONE SUI MATERIALI

(ai sensi cap. 10.1 delle NTC 2018)

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali da costruzione utilizzati:

Materiali per nuova costruzione:

Calcestruzzo solai LC 25/28

Resistenza caratteristica : Rck 28 N/mm^2:

f_{ck}= 25 N/mm^2

γ_{cls} = fattore sicurezza = 1.5

α_{cc}=0.85 (coefficiente riduttivo per carichi di lungo termine)

f_{cd} = 14.16 N/mm^2

Calcestruzzo fondazioni:

Classe di esposizione XC2

Resistenza caratteristica : Rck 30 N/mm^2:

f_{ck}= 24.9 N/mm^2

γ_{cls} = fattore sicurezza = 1.5

α_{cc}=0.85 (coefficiente riduttivo per carichi di lungo termine)

f_{cd} = 14.1 N/mm^2

Acciaio da cemento armato:

Tipo B 450 C

f_{yk}= 450 N/mm^2

γ_{acc} = fattore sicurezza = 1.15

f_{yd} = 391 N/mm^2

Legno lamellare:

Tipo GL 24

$f_{m,k}$ = 24 N/mmq (res. a flessione)

$f_{t,0,k}$ =16.5 (res. a trazione)

$f_{c,0,k}$ =24 (res. a compressione)

$f_{v,k}$ =2.7 (res. a taglio)

$\gamma_{lamellare}$ = fattore sicurezza = 1.45

Materiali esistenti:

Acciaio da carpenteria dei profili esistenti:

In base alla Circolare n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018" (Tab. C8.5.IV), si ritiene raggiunto il livello di conoscenza per la resistenza meccanica dei profili in acciaio esistente che reggono le volte dei solai corrisponde a:

LIVELLO DI CONOSCENZA LC1 (riferimento a norme dell'epoca, limitate verifiche in sito). In tale condizione il fattore di confidenza risulta: **F.C.=1.35**

La resistenza media a rottura per gli acciai dell'epoca (primi del '900) è stata stimata in base alle indicazioni del Regio Decreto 10/10/1907 "Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato", nonché sulla base della pubblicazione: secondo cui essa è almeno pari a 360 N/mm^2.

Considerando il precedente valore come medio e considerando che la resistenza caratteristica pari a circa il 75% della resistenza media, essa risulta pari a circa 260 N/mm^2. A tale valore si applica il fattore di confidenza FC=1.35, ottenendo:

$\boldsymbol{f_{yk,esist}}$**=260/1.35= 192 N/mm^2**

Da cui, applicando il fattore di sicurezza γ_s = 1.05, si ottiene:

$\boldsymbol{f_{yd,esist}}$**=192/1.05= 182 N/mm^2**

Muratura di mattoni pieni per pilastri del sottotetto:

A supporto delle travi del tetto sono presenti pilastri e setti murari, nel sottotetto, realizzati con muratura di mattoni pieni e malta di calce come nella seguente immagine. La dimensione minima è 50x50xcm:

In base alla Circolare n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018" cap. C8.5.4, il livello di conoscenza per la resistenza meccanica della muratura di mattoni pieni e malta di calce corrisponde a:

LIVELLO DI CONOSCENZA LC1. In tale condizione il fattore di confidenza risulta: **F.C.=1.35**

La resistenza media a rottura e gli altri parametri vengono dedotti dalla seguente tabella utilizzando i valori minimi per le resistente e medi per i moduli di deformabilità.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Da cui si evince, per l'utilità della presente relazione e considerando FC=1.35 oltre che $\gamma_M = 3$:

$f_{d,muratura}$**=2.6/(1.35*3)= 0.64 N/mm^2**