

COMMITTENTE:

COMUNE DI VOLPIANO

IL RESPONSABILE DEL PROGETTO: Geom. Mirella Scalise

OGGETTO:

**REALIZZAZIONE DEL CORTILE PROSPICIENTE
LA NUOVA BIBLIOTECA PRESSO LA SCUOLA
MEDIA**



Città metropolitana di Torino



LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI VOLPIANO, VIA SOTTORIPA N° 3

CODICE AREA:

GEN

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO ESECUTIVO

N° ELABORATO:

013

ARCHIVIO:

6276

566

GEN

013

ESE

02

SCALA:

--

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

DATA:

Loranzè,
Luglio 2025

CONTROLLO QUALITA' ELABORATI

			REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO	APPROVATO	REV	DATA	NOTE
CODICE	AMBITO PROGETTUALE	RESPONSABILE D'AREA		RESP. AREA	COORDINATORE	RESP. PROG.	0	12/2024	EMISSIONE
ARC	ARCHITETTURA ED EDILIZIA	Arch. M. DI PERNA	.	.	D.S.	M.D.P.	1	07/2025	REVISIONE
GEO	AMBIENTE E TERRITORIO	Geol. P. CAMBULI	.	.			2	08/2025	REVISIONE
DLV	DIREZIONE LAVORI	Ing. C. PACE	.	.			3	.	.
ENE	ENERGETICA	Ing. A. BREGOLIN	.	.			4	.	.
IDR	IDRAULICA	Ing. G. BERTOLA	.	.			5	.	.
IEL	IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI	Dott. Ing. E. MERCADO	.	.			6	.	.
TFM	IMPIANTI TERMOFLUIDOMECCANICI	Ing. A. BREGOLIN	.	.			7	.	.
INF	INFRASTRUTTURE	Ing. A. VACCARONE	.	.			8	.	.
STR	STRUTTURE	Geom. F. TONINO	D.K.	F.T.			9	.	.
VVF	PREVENZIONE INCENDI	Ing. K. ALDBAISSY	.	.			10	.	.
EXT	COLLABORATORI ESTERNI	.	.	.			11	.	.

PROGETTISTA:

Arch. Marco DI PERNA
N°419 ORDINE ARCHITETTI
PROVINCIA DI BIELLA

TIMBRO:



ORDINE DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E CONSERVATORI
DELLA PROVINCIA DI BIELLA

sezione Architetti

n° 419

A/a MARCO DI PERNA

ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



oice

Associazione delle organizzazioni di ingegneria
di architettura e di consulenza tecnico-economica





INDICE.

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. METODO E CODICE DI CALCOLO.....	4
4. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA.....	5
5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI.....	7
5.1 Acciaio per strutture metalliche.....	7
5.2 Legno.....	9
6. DATI DEL SITO, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	13
7. ANALISI DEI CARICHI.....	14
8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9. RISULTATI DI CALCOLO.....	18
10. VERIFICHE STRUTTURALI.....	21
11. CONCLUSIONI.....	32



1. PREMESSA.

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda i criteri di dimensionamento ed i calcoli strutturali da eseguirsi nell'ambito del progetto denominato "Realizzazione del cortile prospiciente la nuova biblioteca presso la scuola media" da realizzarsi nel comune di Volpiano (TO).

Le opere strutturali in progetto prevedono la realizzazione di:

- **Tettoia:** tale opera sarà realizzata mediante travi a sbalzo in acciaio e tavolato in legno.

Ai sensi del capitolo 4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, l'opera in progetto è considerata un intervento di nuova realizzazione.

Si è proceduto alla verifica dell'opera strutturale adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le disposizioni ed i livelli di sicurezza riportati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

I calcoli e le verifiche strutturali riportate nella presente relazione sono stati condotti facendo riferimento al disposto delle seguenti norme:

- Legge n° 1086 del 05/11/1971 – *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*;
- D.M. del 14/02/1992 – *"Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"*;
- D.M. del 09/01/1996 – *"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"*;
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 n° 252 AA.GG./S.T.C. – *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. del 09/01/1996"*;
- D.P.R. n° 380 del 06/06/2001 – *"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentali in materia edilizia Circ. n° 11651 del 14/02/1974"*;
- D.M. del 17/01/2018 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- Circolare n° 7 del 21/01/2019 – *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018"*.

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- UNI EN 1990 – *"Criteri generali di progettazione strutturale"* ed appendice nazionale;
- UNI EN 1991 – *"Azioni sulle strutture"* ed appendice nazionale;
- UNI EN 1993 – *"Progettazione delle strutture in acciaio"* ed appendice nazionale.



3. METODO E CODICE DI CALCOLO.

I calcoli per le verifiche strutturali sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificando i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLE;
- Analisi dell'involuppo delle azioni agenti;
- Valutazione della sicurezza di ciascun elemento strutturale.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **ANALISI STATICA LINEARE**.

La modellazione e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con il programma di modellazione Robot Structural Analysis Professional, prodotto da Autodesk.

Con questo software è possibile utilizzare flussi di lavoro integrati con il BIM per scambiare dati con Revit ed eseguire analisi strutturali avanzate, grazie ad un'avanzata mesh ad elementi finiti, analisi statiche, modali e non lineari ed una raccolta completa di codici di progettazione.

4. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, considerandola nella sua tridimensionalità. Si è quindi proceduto alla verifica dell'opera strutturale in progetto con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente. Per l'opera strutturale in progetto si riporta lo schema statico adottato.

Gli elementi finiti utilizzati per la modellazione della struttura sono i seguenti:

- Elementi monodimensionali di tipo trave in acciaio (profilo IPE 140);
- Elementi monodimensionali di tipo trave in legno (sezione rettangolare 45x3 cm).

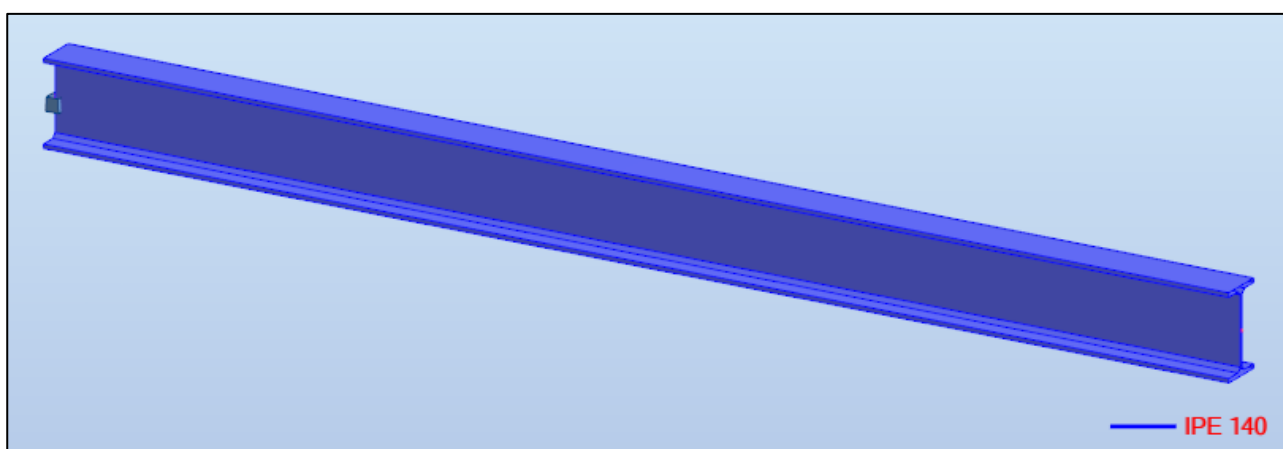


Figura 1 - Vista 3D trave in acciaio Robot Structural Analysis Professional

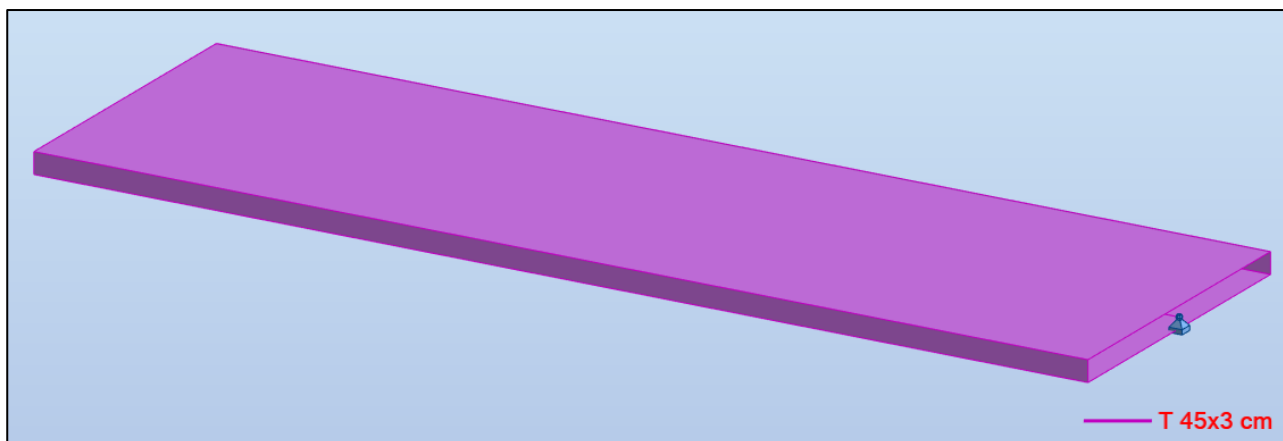


Figura 2 - Vista 3D trave in legno Robot Structural Analysis Professional

I vincoli utilizzati sono di tipo incastro per la trave in acciaio e cerniera per la trave in legno. Si riportano di seguito i parametri dei materiali considerati nella modellazione della struttura.



Nome :	S 235	Descrizione :	S 235 - UNI EN 10025-2
Elasticità		Resistenza	
modulo di Young, E :	210000.00 (MPa)	Caratteristica	235.00 (MPa)
coefficiente di Poisson, ν :	0.3	Coeff. riduzione per taglio:	1.73
Modulo di taglio, G:	80769.23 (MPa)	limite di trazione :	360.00 (MPa)
Peso specifico (peso unitario):	77.01 (kN/m ³)	<input checked="" type="checkbox"/> Trattamento termico dell'acciaio	
Dilatazione termica :	0.000012 (1/°C)		
Coefficiente di smorzamento :	0.05		

Figura 3 - Parametri acciaio trave in acciaio Robot Structural Analysis Professional

Nome :	GL24h	Descrizione :	Glue laminated GL24h EN 14080
Parametri specifici per :		CB71	
Elasticità		Resistenza (MPa)	
modulo di elasticità longitudinale	11500.00 (MPa)	alla flessione :	24.00
modulo medio G :	650.00 (MPa)	alla trazione assiale :	19.20
Peso specifico (peso unitario):	3.78 (kN/m ³)	alla trazione trasversale :	0.50
Dilatazione termica :	0.000005 (1/°C)	alla compressione assiale :	24.00
Coefficiente di smorzamento :	0.04	alla compressione trasversale :	2.50
Tipo :	Collato	al taglio :	3.50

Figura 4 - Parametri legno trave in legno Robot Structural Analysis Professional

5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI.

Si riportano le caratteristiche dei materiali dell'opera strutturale di nuova costruzione prevista in progetto.

5.1 Acciaio per strutture metalliche.

Si prevede per la realizzazione dell'opera in acciaio in progetto l'utilizzo di un acciaio di qualità S235. Gli acciai per impiego strutturale devono essere conformi ai requisiti del paragrafo 11.3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). In sede di progetto, per gli acciai per strutture metalliche si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nella tabella seguente.

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 1 - Caratteristiche laminati a caldo con profili a sezione aperta NTC 2018

Come previsto dalla norma europea UNI EN 1090 il progettista ha il compito di definire la classe di esecuzione della struttura.

La UNI EN 1090 definisce i criteri necessari per individuare la classe di esecuzione della struttura in acciaio.



Individuate la Classe di Conseguenza (CC), la Categoria di Servizio (SC) e la Categoria di Produzione (PC) è possibile determinare la Classe di esecuzione (EXC) dalla tabella B3 dell'annesso B alla UNI EN 1090-2 "Esecuzione delle strutture di acciaio e di alluminio. Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio":

- Definizione della Classe di Conseguenza (CC);

CLASSI DI CONSEGUENZA	DESCRIZIONE	ESEMPI DI EDIFICI E OPERE DI INGEGNERIA CIVILE
CC3	Elevate conseguenze come perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali molto grandi	Tribune, edifici pubblici dove le conseguenze di un crollo sono elevate (come una sala da concerto)
CC2	Medie conseguenze come perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali considerevoli	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici dove le conseguenze di un crollo sono medie (come un edificio per uffici)
CC1	Basse conseguenze come perdita di vite umane e conseguenze economiche, sociali o ambientali piccole o trascurabili	Edifici agricoli dove la gente normalmente non entra (come edifici per deposito)

Tabella 2 - UNI EN 1990-2 Annesso B Tabella B1 - Individuazione della Classe di Conseguenza (CC)

- Definizione della Categoria di Servizio (SC);

CATEGORIE	CRITERI
SC1	Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi-statiche (ad esempio edifici)
	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica bassa e in DCL*
SC2	Strutture e componenti progettati per sollecitazioni a fatica derivanti da gru (classe S0)**
	Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo alla norma En 1993 (ad esempio ponti stradali e ferroviari, gru di classe da S1 a S9**, strutture soggette a vibrazioni indotte dal vento, da presenza di folla, da presenza di macchinari rotanti)
SC2	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica media o alta e in DCM* e DCH*
* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità (rispettivamente bassa, media, alta) in accordo alla norma En 1998-1	
** Per la classificazione delle sollecitazioni a fatica per le gru vedere En 1991-3 e En 13001-1	

Tabella 3 - UNI EN 1090-2 Annesso B Tabella B1 - Individuazione della Categoria di Servizio (SC)

- Definizione della Categoria di Produzione (PC).

CATEGORIE	CRITERI
PC1	Componenti non saldati, prodotti con acciaio di qualsiasi resistenza
	Componenti non saldati, prodotti con acciaio di resistenza inferiore a S355
PC2	Componenti saldati, prodotti con acciaio di resistenza uguale o superiore a S355
	Componenti essenziali per l'integrità strutturale che sono assemblati tramite saldatura in cantiere
	Componenti prodotti tramite formatura a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la fabbricazione
	Strutture e componenti con i loro sistemi di connessione progettati per azioni sismiche in regioni con attività sismica media o alta e in DCM* e DCH*
* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità (rispettivamente bassa, media, alta) in accordo alla norma En 1998-1	
** Per la classificazione delle sollecitazioni a fatica per le gru vedere En 1991-3 e En 13001-1	

Tabella 4 - UNI EN 1090-2 Annesso B Tabella B2 – Individuazione della categoria di produzione (PC)

Si determina pertanto la Classe di Esecuzione (EXC) dalla Tabella B3 dell'Annesso B alla UNI EN 1090-2.

CLASSI DI CONSEGUENZA		CC1		CC2		CC3	
CATEGORIE DI SERVIZIO		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
CATEGORIE DI PRODUZIONE	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

Tabella 5 - UNI EN 1090-2 Annesso B Tabella B3 - Determinazione della Classe di Esecuzione (EXC)

Per la struttura in acciaio in progetto la classe di esecuzione è EXC2.

5.2 Legno.

Per la realizzazione delle opere in legno si prevede l'utilizzo di un legno lamellare incollato avente classe di resistenza GL24h, come definito nella norma europea UNI EN 14080:2013.



		Classe di resistenza del legno lamellare incollato con sezione omogenea						
Valori di resistenza in N/mm ²	Simbolo	GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$				0,5			
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$				2,5			
Taglio e torsione	$f_{v,g,k}$				3,5			
Taglio trasversale (Rolling shear)	$f_{r,g,k}$				1,2			
Valori di rigidità in N/mm ²								
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$				300			
	$E_{90,g,05}$				250			
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$				650			
	$G_{g,05}$				540			
Modulo di taglio trasversale	$G_{r,g,mean}$				65			
	$G_{r,g,05}$				54			
Densità in kg/m ³								
Valore caratteristico della densità	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
Valore medio della densità	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Tabella 6 – Caratteristiche meccaniche legno lamellare GL32h secondo la norma UNI EN 14080:2013

Le strutture in legno devono essere assegnate ad una delle tre classi di servizio elencate al par. 4.4.5 delle NTC 2018. Le classi di servizio hanno lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno dalle condizioni ambientali.

Per l'opera in legno in progetto si è adottata una classe di servizio 2.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 7 – Tabella 4.4.II – NTC 2018 – Classi di servizio

La durata dei carichi e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. I valori di progetto per le proprietà del materiale si assegnano, a partire dai valori caratteristici, con riferimento combinato alle classi di servizio ed alle classi di durata del carico.

Come previsto al par. 4.4.4 delle NTC 2018 le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella tabella 4.4.I delle NTC 2018.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Tabella 8 - Tabella 4.4.I delle NTC 2018 - Classi di durata del carico

Ai fini del calcolo si assume quanto segue:

Una classe di durata permanente per i carichi permanenti strutturali;

Una classe di lunga durata per i carichi permanenti non strutturali ed i carichi variabili relativi a magazzini e depositi;

Una classe di media durata per i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, e l'azione della neve;

Una classe di breve durata per l'azione del vento.

Il valore di progetto X_d per una data proprietà del materiale viene calcolato mediante la seguente relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M}$$

Dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al paragrafo 11.7 delle NTC 2018, o il valore della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7 delle NTC 2018;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella tab. 4.4.III delle NTC 2018;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella tab. 4.4.IV delle NTC 2018.

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tab. 4.4.III delle NTC 2018. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un insieme di qualità di cui al par. 11.7 delle NTC 2018.



Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Tabella 9 – Tab. 4.4.III delle NTC 2018 – Valori del coefficiente parziale di sicurezza relativa al materiale γ_M

Come previsto dalla tab. 4.4.III delle NTC 2018, il valore di γ_M per il legno lamellare incollato è pari a 1,45. Si riporta la tab. 4.4.IV delle NTC 2018, nella quale sono riportati i valori del coefficiente k_{mod} in funzione della classe di servizio e della classe di durata del carico.

Tab. 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		MBH.LA1 o 2	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Tabella 10 – Estratto tab. 4.4.IV delle NTC 2018 – Valori del coefficiente correttivo k_{mod}

6. DATI DEL SITO, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.

Nella tabella seguente si riportano alcuni dati utili per l'analisi eseguita.

Regione		PIEMONTE
Provincia		TORINO
Comune		VOLPIANO
Altitudine		219 m s.l.m.
Tipo di costruzione	Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018	CON LIVELLI DI PRESTAZIONI ORDINARI
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	1,0
Periodo di riferimento V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	50 ANNI

Tabella 11 – Dati del sito, vita nominale e classe d'uso



7. ANALISI DEI CARICHI.

Si elencano qui le azioni considerate per le analisi strutturali.

AZIONI PERMANENTI STRUTTURALI.

Le azioni permanenti strutturali considerate sono quelle date dal peso proprio di ciascun elemento strutturale:

- Peso dell'unità di volume dell'acciaio per strutture metalliche, pari a $78,50 \text{ kN/m}^3$;
- Peso dell'unità di volume del legno, pari a $3,78 \text{ kN/m}^3$.

AZIONI PERMANENTI NON STRUTTURALI.

Le azioni permanenti non strutturali considerate sono:

- Peso proprio della copertura, pari a $0,20 \text{ kN/m}^2$.

AZIONE DELLA NEVE.

Si riporta la determinazione dell'azione della neve, ai sensi del cap. 3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018.

Neve Volpiano

Calcolo delle azioni della neve

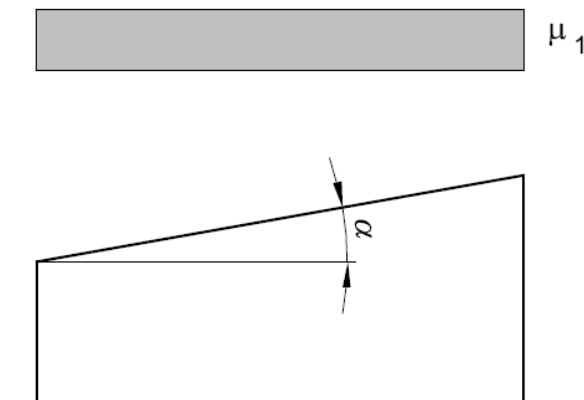
Normativa di riferimento: Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Zona di ubicazione dell'edificio: I Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

Coefficiente di esposizione del sito: Normale

Classificazione della costruzione: Copertura ad una falda senza barriera o parapetto



W (dimensione minore in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 1.00 <m>

L (dimensione maggiore in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 1.00 <m>

Lc (dimensione equivalente in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 1.00 <m>

C_{e,F}: 1.00

T_r (tempo di ritorno): 50 anni

C_t (coefficiente termico): 1.00

a_s (altitudine sul livello del mare): 219.00 <m>

α (angolo inclinazione): 0.00 <grad>

Parametri derivati (3.4.2):

q_{sk} (valore di riferimento del carico neve al suolo): 151.58 <daN/mq>

Parametri derivati (tab. 3.4.I):

C_E (coefficiente d'esposizione): 1.00

μ_i (coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

q_{ss} (carico provocato dalla neve sulle coperture): 121.26 <daN/mq>

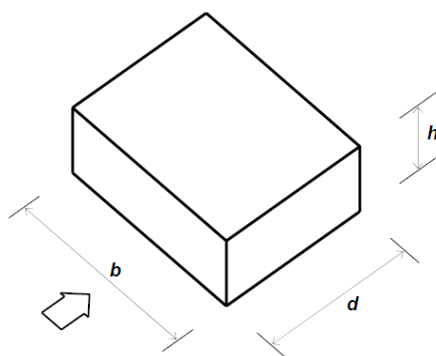
L'azione della neve agente sulla struttura è stata valutata pari a 1,25 kN/m².

AZIONE DEL VENTO.

Si riporta la determinazione dell'azione del vento, ai sensi del cap. 3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018.

Vento Volpiano

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



a_s (altitudine sul livello del mare): 219.00 <m>

T_r (tempo di ritorno): 50 anni

V_b (velocità base di riferimento [3.3.1]): 25.00 <m/sec>

c_a (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00

V_r (velocità di riferimento [3.3.2]): 25.00 <m/sec>

c_r (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00

c_t (coefficiente topografico): 1.00

q_r (pressione cinetica di riferimento): 39.06 <daN/mq>

c_e (coefficiente di esposizione): 1.71

c_d (coefficiente dinamico): 1.00

h (altezza dell'edificio): 3.00 <m>

b (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 1.00 <m>

d (profondità dell'edificio): 1.00 <m>

Coefficienti di pressione C_{pe} :

sopravento: 0.80

laterale: -0.90

sottovento: -0.60

Pressioni esterne:

sopravento fino a quota 1.00 <m>: 53.36 <daN/mq>

sopravento oltre la quota 1.00 <m>: 53.36 <daN/mq>

laterale: -60.03 <daN/mq>

sottovento: -40.02 <daN/mq>



Criteri di valutazione del C_{pi} (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione C_{pi} :

positivo: 0.20

negativo: -0.30

Pressioni interna:

positiva: 13.34 <daN/mq>

negativa: -20.01 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento fino a quota 1.00 <m>: 73.37 <daN/mq>

sopravento oltre la quota 1.00 <m>: 73.37 <daN/mq>

laterale: -73.37 <daN/mq>

sottovento: -53.36 <daN/mq>

L'azione del vento agente sulla struttura è stata valutata pari a 0,75 kN/m².

8. COMBINAZIONI DI CARICO.

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Si elencano di seguito i coefficienti parziali di sicurezza con riferimento alla tab. 2.6.I delle NTC 2018 e le relative combinazioni delle azioni.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 12 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione di carico fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$



9. RISULTATI DI CALCOLO.

Si riportano di seguito i diagrammi della deformazione e degli sforzi relativi all'opera strutturale in progetto.

DEFORMAZIONE.

Si riporta la deformazione della struttura per la combinazione di carico a SLE. Lo spostamento massimo in valore assoluto risulta pari a 6 mm per la trave in acciaio e 4 mm per la trave in legno.

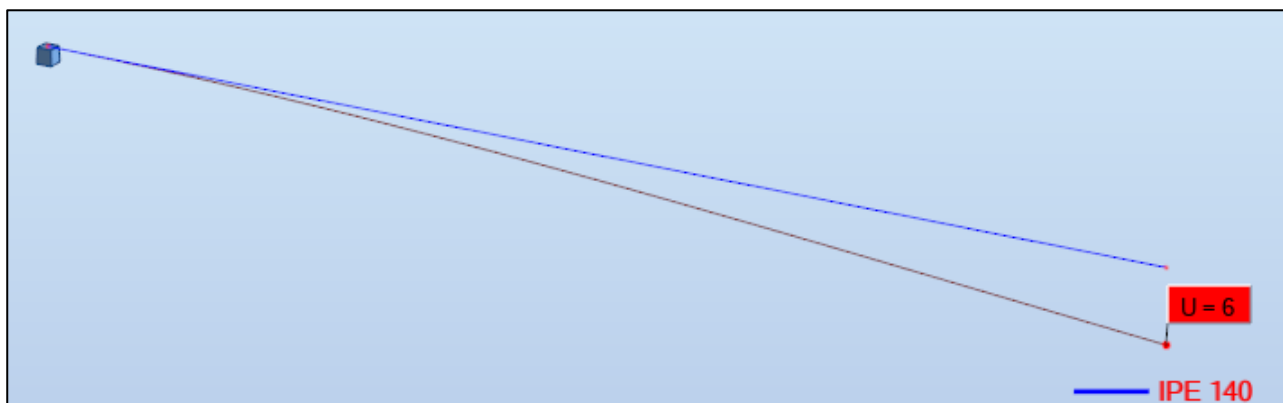


Figura 5 – Deformazione a SLE trave in acciaio Robot Structural Analysis Professional

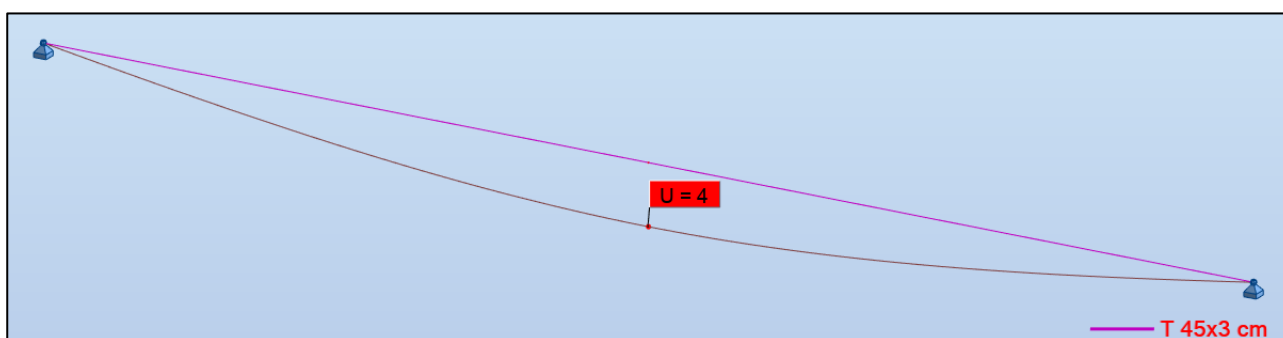


Figura 6 – Deformazione a SLE trave in legno Robot Structural Analysis Professional

MOMENTO FLETTENTE.

Si riporta il momento flettente della struttura per la combinazione di carico a SLU. Il momento flettente massimo in valore assoluto risulta pari a 9,7 kNm per la trave in acciaio e 0,3 kNm per la trave in legno.

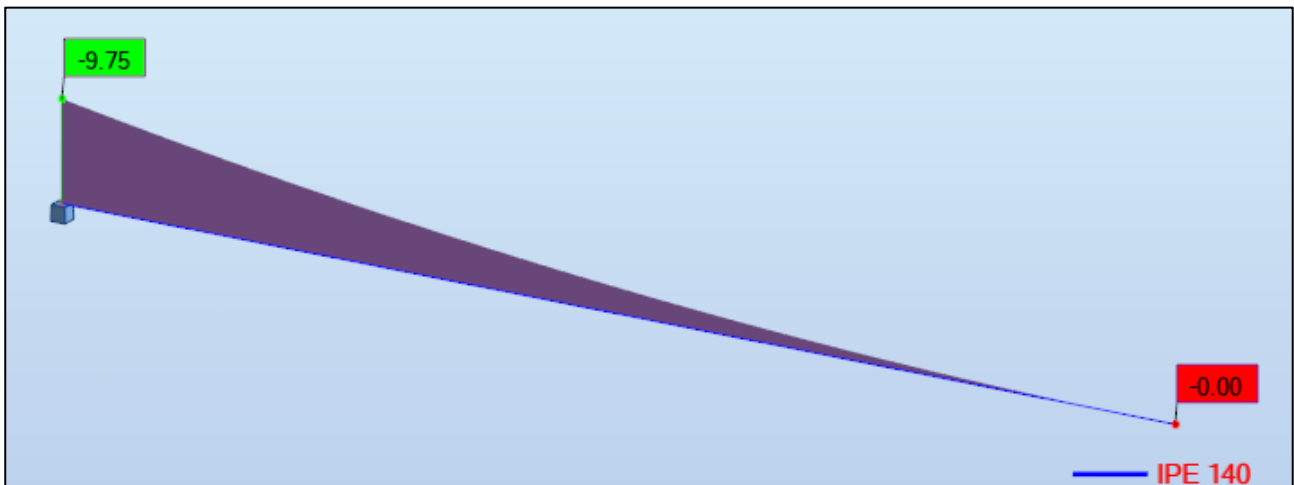


Figura 7 - Momento flettente a SLU trave in acciaio Robot Structural Analysis Professional

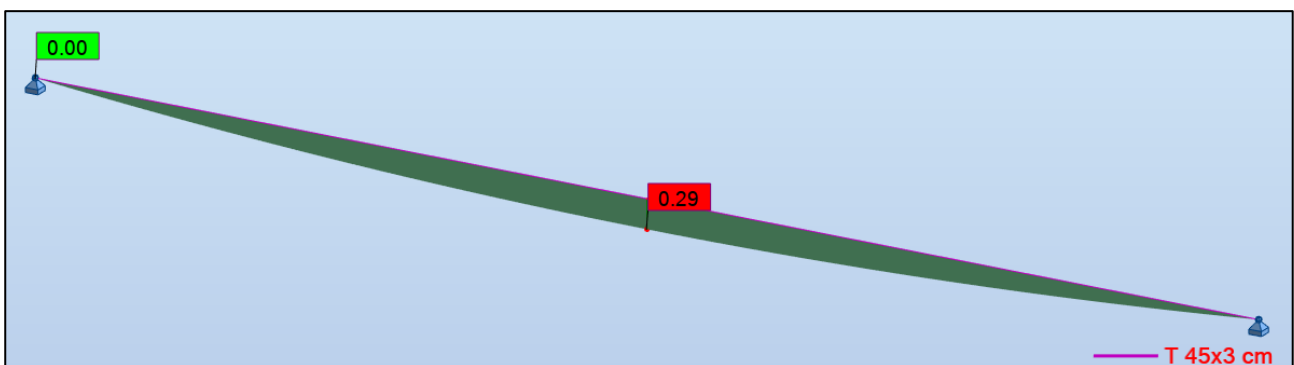


Figura 8 - Momento flettente a SLU trave in legno Robot Structural Analysis Professional

TAGLIO.

Si riporta il taglio della struttura per la combinazione di carico a SLU. Il taglio massimo in valore assoluto risulta pari a 9,7 kN per la trave in acciaio e 0,8 kN per la trave in legno.

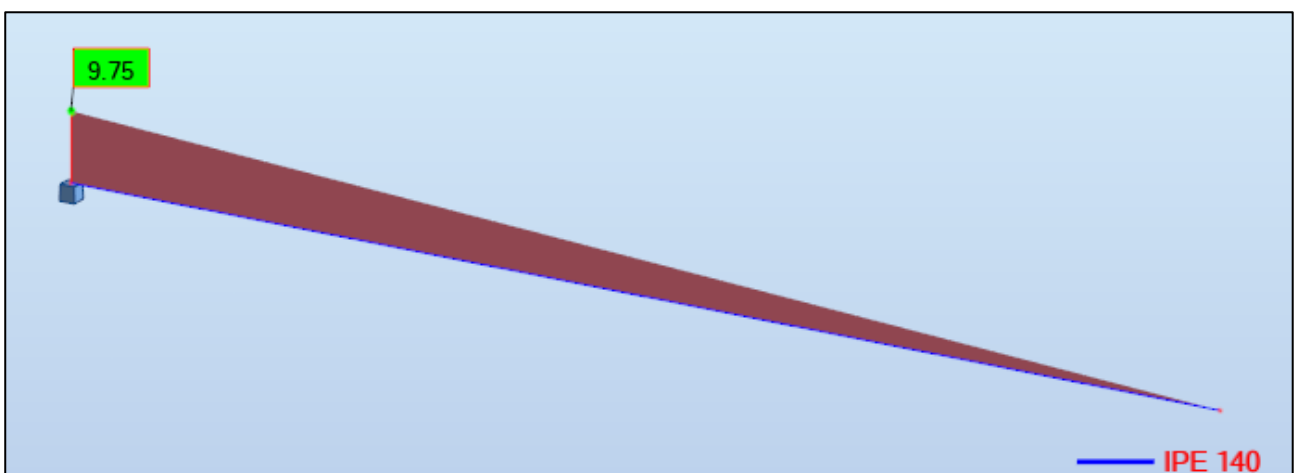


Figura 9 - Taglio a SLU trave in acciaio Robot Structural Analysis Professional

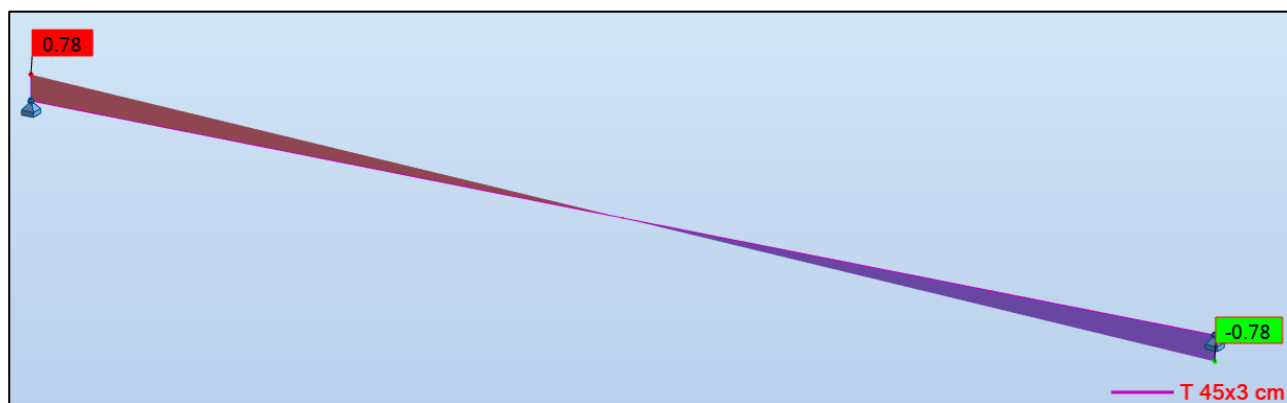


Figura 10 - Taglio a SLU trave in legno Robot Structural Analysis Professional

10. VERIFICHE STRUTTURALI.

VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE IN ACCIAIO N. 1 IPE 140.

Si riportano le verifiche strutturali della trave in acciaio n. 1 tipo IPE 140.

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

NORMA: UNI-EN 1993-1:2005/NA:2007/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:

BARRA: 1 Trave generica_1

PUNTO: 1

COORDINATA: x = 0.00 L = 0.00 m

CARICHI:

Condizione di carico decisiva: 5 SLU 1 1*1.30+(2+3)*1.50+4*0.90

MATERIALE:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRI DELLA SEZIONE: IPE 140

h=140 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=73 mm	Ay=11.13 cm ²	Az=7.62 cm ²	Ax=16.40 cm ²
tw=5 mm	Iy=541.00 cm ⁴	Iz=44.90 cm ⁴	Ix=2.04 cm ⁴
tf=7 mm	Wply=88.34 cm ³	Wplz=19.25 cm ³	

AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:

My,Ed = -9.75 kN*m
My,pl,Rd = 19.77 kN*m
My,c,Rd = 19.77 kN*m
Mb,Rd = 12.22 kN*m

Vz,Ed = 9.75 kN
Vz,c,Rd = 98.42 kN

Classe della sezione = 1



PARAMETRI INSTABILITÀ LATERALE:

z = 1.00	Mcr = 21.02 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.60
Lcr,low=2.00 m	Lam_LT = 0.99	fi,LT = 1.13	XLT,mod = 0.62

PARAMETRI DI INSTABILITÀ:



rispetto all'asse y:



rispetto all'asse z:

FORMULE DI VERIFICA:

Controllo di resistenza della sezione:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Controllo della stabilità globale della barra:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

SPOSTAMENTI LIMITE

**Flessioni (SISTEMA LOCALE):** $u_y = 0 \text{ mm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 10 \text{ mm}$

Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 7 SLE 1 (1+2+3)*1.00+4*0.60 $u_z = 1 \text{ mm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 10 \text{ mm}$

Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 7 SLE 1 (1+2+3)*1.00+4*0.60**Spostamenti (SISTEMA GLOBALE):** Analisi non effettuata**Profilato corretto !!!****VERIFICHE STRUTTURALI TRAVE IN LEGNO N. 1 SEZIONE RETTANGOLARE 45x3 cm.**

Si riportano le verifiche strutturali della trave in legno n. 1 avente sezione rettangolare pari a 45x3 cm.

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO**NORMA:** EN 1995-1:2004/A2:2014**TIPO DI ANALISI:** Verifica delle barre**GRUPPO:****BARRA:** 1 Trave in legno generica_1
= 0.75 m**PUNTO:** 3**COORDINATA:** x = 0.50 L**CARICHI:****Condizione di carico decisiva:** 5 SLU 1 1*1.30+(2+3)*1.50+4*0.90**MATERIALE** GL24h

gM = 1.45

f m,0,k = 24.00 MPa

f t,0,k = 19.20 MPa

f c,0,k = 24.00 MPa

f v,k = 3.50 MPa

f t,90,k = 0.50 MPa

f c,90,k = 2.50 MPa

E 0,moyen = 11500.00 MPa

E 0,05 = 9600.00 MPa

G moyen = 650.00 MPa

Classe di servizio: 2

Beta c = 0.10

**PARAMETRI DELLA SEZIONE: T 45x3 cm**

ht=30 mm

bf=450 mm

Ay=90.00 cm²Az=90.00 cm²Ax=135.00 cm²

ea=15 mm

Iy=101.25 cm⁴Iz=22781.25 cm⁴Ix=-770006 cm⁴

es=15 mm

Wy=67.50 cm³Wz=1012.50 cm³**TENSIONI**

Sig_m,y,d = MY/Wy = 0.29/67.50 = 4.34 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI

f m,y,d = 16.39 MPa

Coefficienti e parametri supplementari

kh_y = 1.10

kmod = 0.90

Ksys = 1.00

**PARAMETRI INSTABILITÀ LATERALE:****PARAMETRI DI INSTABILITÀ:**

rispetto all'asse Y:



rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:

Sig_m,y,d/f m,y,d = 4.34/16.39 = 0.26 < 1.00 (6.11)

SPOSTAMENTI LIMITE



Flessioni (SISTEMA LOCALE):

$$u_{fin,y} = 0 \text{ mm} < u_{fin,max,y} = L/200.00 = 8 \text{ mm}$$

Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: $(1+0.8)*1 + (1+0.8)*2 + (0.5+0*0.8)*3 + (1+0*0.8)*4$

$$u_{fin,z} = 5 \text{ mm} < u_{fin,max,z} = L/200.00 = 8 \text{ mm}$$

Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: $(1+0.8)*1 + (1+0.8)*2 + (1+0*0.8)*3 + (0.6+0*0.8)*4$



Spostamenti (SISTEMA GLOBALE):

Profilato corretto !!!

VERIFICHE STRUTTURALI ANCORAGGIO TRAVE IN ACCIAIO N. 1 TIPO IPE 140 E C.A..

Si riportano le verifiche strutturali dell'ancoraggio della trave in acciaio n. 1 tipo IPE 140 ed il c.a..

VERIFICHE STRUTTURALI LATO ANCORANTI



Basi della progettazione

Ancorante

Sistema
Ancorante chimico ad
iniezione
Elemento di fissaggio

Sistema a iniezione

Profondità di ancoraggio
Dati di progetto

Barra filettata M12 x 1000 8.8
Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Con la barra filettata selezionata è possibile eseguire fino a
4 fissaggi.
200.00 mm
Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo
Valutazione Tecnica Europea ETA-17/0979, Opzione 1,
Emesso 10/02/2025

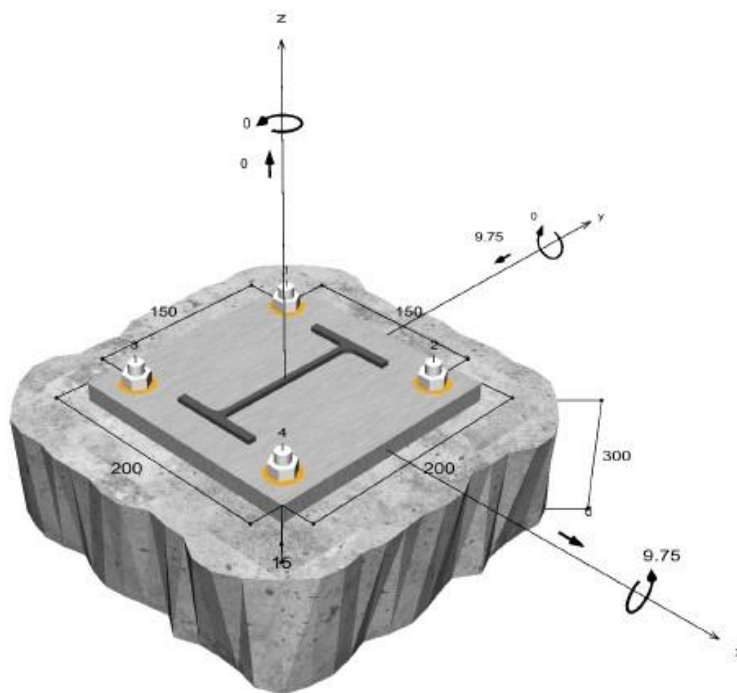


Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i

coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base 200 mm x 200 mm x 15 mm
Tipo di profilo	IPE 140

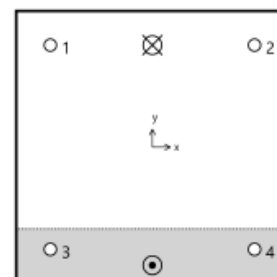
Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	0.00	0.00	-9.75	9.75	0.00	0.00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	30.15	2.44	0.00	-2.44
2	30.15	2.44	0.00	-2.44
3	0.00	2.44	0.00	-2.44
4	0.00	2.44	0.00	-2.44



max. deformazione a compressione del calcestruzzo :

0.50 ‰

max. tensione di compressione del calcestruzzo :

15.1 N/mm²

Forza risultante di trazione :

60.3 kN , Coordinate x/y (0 / 75)

Forza risultante di compressione :

60.3 kN , Coordinate x/y (0 / -86.7)



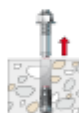
Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	30.2	44.9	67.1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	60.3	74.2	81.3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	60.3	118.6	50.9

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
67.4	1.50	44.9	30.2	67.1

Ancorante n°	$\beta_{N,s}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	67.1	1	$\beta_{N,s,1}$
2	67.1	2	$\beta_{N,s,2}$
3	0.0	3	$\beta_{N,s,3}$
4	0.0	4	$\beta_{N,s,4}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(7.13)

$$N_{Rk,p} = 76.15 \text{ kN} \cdot \frac{201,400 \text{ mm}^2}{144,400 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.048 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 111.26 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1.00 \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 10.1 \text{ N/mm}^2 = 76.15 \text{ kN}$$

Equazione
(7.14)

$$\Psi_{sus} = 1.00$$

Equazione
(7.14a)

$$\alpha_{sus} = 0.00 \leq \Psi_{sus}^0 = 1.00$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7.3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0.5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione
(7.15)

$$s_{cr,Np} = \min \left(7.3 \cdot 12 \text{ mm} \cdot \left(1.00 \cdot 18.8 \text{ N/mm}^2 \right)^{0.5} ; 3 \cdot 200 \text{ mm} \right) = 380 \text{ mm}$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{380 \text{ mm}}{2} = 190 \text{ mm}$$

Equazione
(7.16)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{190mm}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.20)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 1.128 - \sqrt{\frac{150mm}{380mm}} \cdot (1.128 - 1) = 1.048 \geq 1$$

Equazione
(7.17)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1.5}$$

Equazione
(7.18)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{2} - (\sqrt{2} - 1) \cdot \left(\frac{10.1N/mm^2}{12.9N/mm^2}\right)^{1.5} = 1.128 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{7.7}{3.14 \cdot 12mm} \sqrt{200mm \cdot 20.0N/mm^2} = 12.9N/mm^2$$

Equazione
(7.19)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{380mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{380mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1.000$$

Equazione
(7.5)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Ed,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
111.3	1.50	74.2	60.3	81.3

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	81.3	1	$\beta_{N,p;1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,o})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 97.40kN \cdot \frac{450,000mm^2}{360,000mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.461 = 177.88kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{20.0N/mm^2} \cdot (200mm)^{1.5} = 97.40kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{300mm}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{600mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{600mm}} = 1.000 \leq 1$$



$$\Psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1.5 \cdot h_{ef}} = 2 - \frac{162mm}{1.5 \cdot 200mm} = 1.46 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$N_{Rk,o}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,o}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,o}$ %
177.9	1.50	118.6	60.3	50.9

Ancorante n°	$\beta_{N,o}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	50.9	1	$\beta_{N,c;1}$

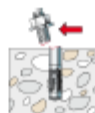
Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	2.4	27	9.0
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	9.8	202.9	4.8

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_T \cdot V_{Rk,s}^0 = 1.00 \cdot 33.70kN = 33.70kN$$

Equazione
(7.35)/(7.36)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
33.7	1.25	27	2.4	9.0

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	9.0	1	$\beta_{Vs;1}$
2	9.0	2	$\beta_{Vs;2}$
3	9.0	3	$\beta_{Vs;3}$
4	9.0	4	$\beta_{Vs;4}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,ep}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,ep})$$



$$V_{Rk,ep} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 152.18kN = 304.37kN$$

Equazione
(7.39c)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Equazione (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 97.40 kN \cdot \frac{562,500 mm^2}{360,000 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 152.18 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 7.7 \cdot \sqrt{20.0 N/mm^2} \cdot (200 mm)^{1.5} = 97.40 kN \quad \text{Equazione (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{\infty}{300 mm}\right) = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000 \quad \text{Equazione (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{h_{ef}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1 \quad \text{Equazione (7.7)}$$

$V_{Rk,op}$ kN	V_{Mop}	$V_{Rd,op}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,op}$ %
304.4	1.50	202.9	9.8	4.8

Ancorante n°	$\beta_{V,op}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4	4.8	1	$\beta_{V,op;1}$

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	67.1	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	9.0
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	81.3	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	4.8
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	50.9		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio			Verifica soddisfatta	Equazione (7.55)
$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0.67 \leq 1$				
$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0.09 \leq 1$				
$\beta_N^3 + \beta_V^3 = \beta_{N,s;1}^3 + \beta_{V,s;1}^3 = 0.46 \leq 1$				
Utilizzo del calcestruzzo				Equazione (7.57)
$\beta_{N,p} = \beta_{N,p;1} = 0.81 \leq 1$				
$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp;1} = 0.05 \leq 1$				
$\frac{\beta_N + \beta_V}{1.2} = \frac{\beta_{N,p;1} + \beta_{V,cp;1}}{1.2} = 0.72 \leq 1$				

VERIFICHE STRUTTURALI LATO PIASTRA E SALDATURE



Robot Structural Analysis Professional

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Coefficiente
0.85

Generale

N. giunto: 1
Nodo della struttura: 1
Membri della struttura: 1

Geometria

Profilato: IPE 140
N. membro: 1
 $L_t = 2.00$ [m] Lunghezza della trave
 $h_t = 140$ [mm] Altezza della sezione della trave
 $b_{ft} = 73$ [mm] Larghezza della sezione della trave
 $t_{wt} = 5$ [mm] Spessore dell'anima della sezione della trave
 $t_{ft} = 7$ [mm] Spessore dell'ala della sezione della trave
 $r_t = 7$ [mm] Raggio di raccordo della sezione della trave
 $A_t = 16.40$ [cm²] Area della sezione della trave
 $I_{yt} = 541.00$ [cm⁴] Momento di inerzia della sezione della trave
Materiale: S 235
 $f_{yt} = 235.00$ [MPa] Resistenza
 $f_{ut} = 360.00$ [MPa] Limite di resistenza del materiale
 $l_{pd} = 200$ [mm] Lunghezza
 $b_{pd} = 200$ [mm] Larghezza
 $t_{pd} = 15$ [mm] Spessore
Materiale: S 235
 $f_{ypd} = 235.00$ [MPa] Resistenza
 $f_{upd} = 360.00$ [MPa] Limite di resistenza del materiale

Coefficienti di materiale

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficiente di sicurezza parziale
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficiente di sicurezza parziale

Saldature

$a_p = 10$ [mm] Piastra principale

Carichi

Condizione 5: SLU 1 $1 \cdot 1.30 + (2+3) \cdot 1.50 + 4 \cdot 0.90$
 $V_{j,Ed,z} = -9.75$ [kN] Azione tagliante
 $M_{j,Ed,y} = 9.75$ [kN*m] Momento flettente

Risultati

Zona in trazione

FLESSIONE DELLA PIASTRA DI BASE

Momento flettente $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 100$ [mm] Lunghezza efficace per una singola fila di bulloni per il modo 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 100$ [mm] Lunghezza efficace per una singola fila di bulloni per il modo 2 [6.2.6.5]
 $m = 31$ [mm] Distanza del bullone dal bordo di irrigidimento [6.2.6.5]

$l_{eff,1} =$	100	[mm]	Lunghezza efficace per una singola fila di bulloni per il modo 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	1.32	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	1.32	[kN*m]	Resistenza plastica della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	171.90	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	83.42	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	81.23	[kN]	Resistenza della piastra per il modo 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$				
$F_{t,pl,Rd,y} =$	81.23	[kN]	Resistenza della piastra in trazione	[6.2.4]

RESISTENZA NELLA ZONA IN TRAZIONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$				
$F_{T,Rd,y} =$	81.23	[kN]	Resistenza nella zona tesa	[6.2.8.3]

Controllo della resistenza del giunto

$e_y =$	0	[mm]	Eccentricità dell'azione assiale	[6.2.8.3]
$z_{t,y} =$	75	[mm]	Braccio di leva $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	11.50	[kN*m]	Resistenza del giunto alla flessione	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.85	< 1.00	verificato	(0.85)

Saldature tra la TRAVE e la piastra della base

$\sigma_{\perp} =$	34.05	[MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	34.05	[MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0.00	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-3.86	[MPa]	Sollecitazione tangenziale parallela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0.80		Coefficiente dovuto alla resistenza	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0.13	< 1.00	verificato	(0.13)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.19	< 1.00	verificato	(0.19)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.15	< 1.00	verificato	(0.15)

Giunto conforme alla norma Coefficiente 0.85



11. CONCLUSIONI.

La presente relazione ha descritto la metodologia e le procedure di calcolo utilizzate per il dimensionamento e le verifiche strutturali degli elementi costituenti la tettoia, da realizzarsi nel comune di Volpiano (TO).

La struttura in progetto è stata dimensionata e verificata mediante l'ausilio del programma di calcolo Robot Structural Analysis Professional, prodotto da Autodesk, implementando un'analisi statica lineare. Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il D.M. 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate sugli elementi strutturali in progetto risultano **SODDISFATTE**.