



**CITTA' di TRAVAGLIATO**

Piazza Libertà 2 – 25039 Travagliato (BS) - c.f. 002935040175

**PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO**  
**RELATIVO AI LAVORI DI RESTAURO E CONSOLIDAMENTO**  
**DELLA TORRE CIVICA DI PIAZZA LIBERTA'**

ART. 23 - D. Lgs. 18 aprile 2016 n. 50

CIG. ZEAZA9036E

Studio di Progettazione

**Rizzinelli e Vezzoli Architetti Associati**

Via Cefalonia 41/a – 25124 Brescia

Arch. Anna Rizzinelli

**INTEGRAZIONE a seguito dell'AUTORIZZAZIONE con PRESCRIZIONI**

Registro: SABAP-BS

Numero di protocollo: 13782

Data protocollazione: .....

Segnatura: MIBACT|MIBACT\_SABAP-BS\_UO10|24/09/2020|0013782-P

Titolo	Elaborato	rev.
<b>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO</b>	<b>ST</b>	<b>04</b>
		<b>01</b>

**COMUNE DI TRAVGLIATO**

Provincia di Brescia



---

**RELAZIONE DI CALCOLO  
FASCICOLI DEI CALCOLI**

Redatto in conformità al D.M. Infrastrutture 17/01/2018 e s.m.i.

---

CUP: J58C18000060001

Ente appaltante: comune di Travagliato

R.U.P.: arch. Luigi Mensi

**LAVORI DI RESTAURO E CONSOLIDAMENTO  
DELLA TORRE CIVICA DI PIAZZA LIBERTÀ**

piazza Libertà

Vobarno, novembre 2022

## INDICE

<b>1 INTRODUZIONE.....</b>	<b>2</b>
1.1 Premessa .....	2
1.2 Caratteristiche dell'opera e descrizione dell'intervento.....	3
1.3 Riferimenti normativi .....	3
1.4 Caratteristiche dei materiali utilizzati .....	5
1.4.1 Calcestruzzo per strutture portanti in cemento armato.....	5
1.4.2 Acciaio per cemento armato .....	5
1.4.3 Acciaio per carpenteria .....	5
1.4.4 Acciaio per solaio in lamiera grecata.....	5
1.4.5 Bulloni.....	5
1.4.6 Muratura esistente.....	5
1.4.7 Legno massiccio (esistente).....	6
1.4.8 Castagno Italia S.....	10
<b>2 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO .....</b>	<b>11</b>
2.1 Assunzioni per l'analisi e il calcolo delle azioni .....	11
2.2 Carichi considerati.....	11
2.3 Combinazioni delle azioni .....	14
<b>3 ANALISI STORICO CRITICA E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....</b>	<b>16</b>
3.1 Analisi storico-critica .....	16
3.1.1 Analisi storico-critica.....	16
3.1.2 Esito del rilievo geometrico-strutturale .....	16
3.1.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza .....	20
3.2 Valutazione della sicurezza .....	20
<b>4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....</b>	<b>24</b>
4.1 Verifica solaio quota +13.97 .....	24
4.1.1 Verifica travi in legno 15x20 cm esistenti .....	24
4.1.2 Verifica travi in legno 15x20 cm nuovi.....	25
4.1.3 Verifica travi in acciaio IPE 180 – orditura secondaria .....	27
4.1.4 Verifica travi in acciaio IPE 180 – orditura primaria .....	28
4.2 Verifica solaio quota +17.13 .....	29
4.2.1 Verifica travetti in legno 10x15 cm esistenti.....	29
4.2.2 Verifica travetti in legno 10x15 cm nuovi .....	30
4.2.3 Verifica travi in acciaio HEA160.....	31
4.3 Verifica solaio quota +22.05 .....	33
4.3.1 Configurazione 1 .....	33
4.3.2 Configurazione 2 .....	35
4.4 Verifica scale esistenti .....	37
4.4.1 Rinforzo rampa 2 .....	37
4.4.2 Verifica cosciali in legno 8x15 cm esistenti .....	38
4.4.3 Mensole in acciaio per sostegno scala .....	39
4.4.4 Corrimano scala.....	41
4.4.5 Montante scala .....	42

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 Premessa

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica delle strutture necessarie per il consolidamento della torre Civica del comune di Travagliato (BS) situata in piazza Libertà.

Il progetto di restauro e consolidamento prevede, nella sua totalità, la riconversione dell'edificio in spazio espositivo aperto al pubblico. Le strutture portanti, pertanto, nello specifico quelle orizzontali e le scale, necessitano di uno studio approfondito riguardante gli aspetti statici con l'obiettivo di valutare la possibilità di sostenere i nuovi carichi previsti.

Dopo una descrizione dell'opera, vengono indicati i riferimenti alle normative seguite, quindi si definiscono le caratteristiche dei materiali e i carichi applicati, con i relativi coefficienti per le combinazioni delle azioni. Si procede quindi alla descrizione degli interventi ed al conseguente calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali. Segue quindi la verifica degli stessi.



**Immagine 1:** vista panoramica della torre civica.

## **1.2 Caratteristiche dell'opera e descrizione dell'intervento**

Il progetto prevede quanto segue:

- consolidamento degli orizzontamenti intermedi mediante inserimento di nuovi elementi metallici e rinforzo mediante doppio assito in castagno opportunamente spinottato alla muratura esistente;
- sostituzione completa del solaio dell'ultimo orizzontamento con uno nuovo realizzato con lamiera grecata con getto di completamento di calcestruzzo in opera, completo di travi metalliche e spinottamento alla muratura esistente;
- rinforzo della scala esistente mediante inserimento di nuovi elementi metallici.

In generale, ove si renderà necessario in corso d'opera, potranno essere sostituiti alcuni degli elementi lignei esistenti particolarmente degradati e non recuperabili.

## **1.3 Riferimenti normativi**

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
5. D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
6. D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
7. Circolare 4/07/96, n.156 AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
8. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
9. D.M. LL.PP. 20 novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
10. Circolare 4 gennaio 1989 n. 30787 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
11. D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
12. D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".
13. UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
14. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "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 modificazioni e integrazioni.
15. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
16. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
17. UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
18. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.

19. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
20. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
21. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
22. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
23. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
24. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
25. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
26. UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
27. UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
28. UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 2: Ponti.
29. UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
30. UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
31. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
32. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
33. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
34. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

#### **1.4 Caratteristiche dei materiali utilizzati**

Nel seguente paragrafo vengono riportate le informazioni esaustive relative all'elenco dei materiali considerati nella presente relazione e ai relativi valori di calcolo. Le resistenze dei materiali sono in accordo ai fattori di sicurezza desumibili dalle NTC18, a seconda delle diverse verifiche eseguite.

Nello specifico:

- a) calcestruzzo per strutture portanti in cemento armato;
- b) acciaio per cemento armato;
- c) acciaio per carpenteria.

##### **1.4.1 Calcestruzzo per strutture portanti in cemento armato**

- Classe di resistenza C25/30 a prestazione garantita (UNI EN 206-1:2006)
- Classe di esposizione XC1
- Tipologia di cemento: CEM I 32.5
- Rapporto acqua-cemento  $< 0.60$
- Diametro massimo degli inerti  $< 25/30$  mm
- Classe di consistenza S4

##### **1.4.2 Acciaio per cemento armato**

Tipo B450C

- Tensione di snervamento  $f_{yk} > 450$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione di rottura  $f_{tk} > 540$  N/mm<sup>2</sup>
- Allungamento  $> 7.5\%$
- Rapporto  $f_y/f_{ynom} < 1.25 < 25/30$  mm

##### **1.4.3 Acciaio per carpenteria**

Tipo S275 (spessore nominale dell'elemento  $t < 40$ mm)

- Tensione di snervamento  $f_{yk} > 275$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione di rottura  $f_{tk} > 430$  N/mm<sup>2</sup>

##### **1.4.4 Acciaio per solaio in lamiera grecata**

Tipo S80 GD (norma UNI EN 10326)

- Tensione di snervamento  $f_{yk} > 280$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione di rottura  $f_{tk} > 360$  N/mm<sup>2</sup>

##### **1.4.5 Bulloni**

Vite Classe 8.8

Dado 8

- Tensione di snervamento  $f_{yb} > 649$  N/mm<sup>2</sup>
- Tensione di rottura  $f_{tb} > 800$  N/mm<sup>2</sup>

##### **1.4.6 Muratura esistente**

Le caratteristiche della muratura esistente sono state desunte dalla tab. C8.5.I della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP., la quale riporta, per le tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni sui possibili valori dei parametri meccanici relativi a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione  $f_m$  stimabile tra

0,7 e 1,5 N/mm<sup>2</sup>), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura a regola d'arte, muratura non consolidata.

Nello specifico verrà considerata "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura".

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	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

#### 1.4.7 Legno massiccio (esistente)

Il legno esistente è stato classificato dal sottoscritto progettista strutturale mediante procedura visiva come riportato in UNI 11035-2, in accordo a UNI 1119:2004, applicabile ad elementi strutturali in opera.

La norma stabilisce che ogni elemento strutturale ligneo sia classificato secondo la resistenza. Tale classificazione deve basarsi su metodi di valutazione visiva dell'elemento ligneo, di misurazione non distruttiva di una o più proprietà fisico-meccaniche, oppure su opportune combinazioni delle precedenti. La classificazione deve essere eseguita secondo le modalità operative riportate nella norma stessa.

A differenza della UNI 1119:2004, la quale fornisce valori utilizzabili in ambito di verifica alle tensioni ammissibili, la UNI 11035-2 riporta invece dei profili resistenti in termini di valori caratteristici, per elementi strutturali lignei classificati a vista secondo la procedura indicata in tale norma: nella UNI 11035 vengono descritte la terminologia e le caratteristiche per la classificazione a vista del legno massiccio a sezione rettangolare ricavato da tronchi italiani secondo la resistenza meccanica. Di seguito le definizioni delle varie caratteristiche:

##### Nodi

Porzione di ramo inclusa nel legno.

Si ricorda che nella classificazione i nodi sono sempre considerati in termini di aderenza al legno circostante e/o di sanità e quindi un nodo comunemente definito "nodo morto" è per la norma un nodo non aderente.

##### Ampiezza Anelli

Accrescimento espresso come larghezza media degli anelli di accrescimento.

##### Inclinazione Fibra

Si riferisce alla disposizione dei vasi lignei nella struttura del legno (diritta, contorta, intrecciata).

##### Fessure radiali da ritiro

Fessura: separazione in senso longitudinale delle fibre.

##### Cipollature

Fessura che si sviluppa fra due anelli contigui.

##### Degrado da funghi

Ogni variazione del colore naturale del legno che non è associato alla perdita di resistenza (l'alterazione di colore può essere provocata da funghi, condizioni atmosferiche, contatti con metalli etc.) (UNI EN 844:10 10.8).



Comprende tutte le alterazioni di colore dovute a funghi cromogeni e muffe che non alterano la struttura della parete cellulare, nonché da macchie dovute ad agenti esterni.

#### Legno di reazione

Si intende legno che presenta caratteri anatomici distintivi, formato tipicamente nelle porzioni di fusto inclinate o curvate e nei rami quando l'albero tende a ripristinare la posizione originale se esso è stato perturbato, e che si forma tipicamente nella parte inferiore dei fusti inclinati o curvati delle conifere.

#### Attacchi di insetti

La norma UNI EN 844-11 definisce "foro da insetti" una galleria o un'apertura nel legno causata da insetti; con "forellino da insetti" viene invece indicato un foro da insetti avente diametro non maggiore di 2 mm; la norma UNI EN 1927 distingue fra  $\varnothing$  foro < 3 mm e  $\varnothing$  foro > 3 mm.

#### Svergolamento

Deformazione elicoidale del segato in direzione della lunghezza.

La seguente tabella definisce le caratteristiche da valutare per la classificazione del legname:

	Latifoglie	
	S	
	$s \leq 1/4$	
<b>Smussi</b>	$S < 1/3$	
<b>Nodi</b>		
Singoli	$A \leq 1/2$	
	$d \leq 70\text{mm}$ $D \leq 150\text{mm}$	
Raggruppati	$W \leq 1/2$	$t \leq 70\text{mm}$
<b>Ampiezza anelli</b>		
In generale	$p > p_{\min}$	
<b>Fibratura inclinata (%)</b>	16%	
<b>Fessurazioni</b>		
Da ritiro	con limitazioni	
Cipollature	con limitazioni	
Lesioni	non ammesse	
<b>Degrado da funghi</b>		
Azzurrimento	ammesso	
Carie bianca, bruna	non ammessa	
<b>Legno di reazione</b>	ammesso	
<b>Attacchi di insetti</b>	con limitazioni	
<b>Vischio</b>	non ammesso	
<b>Deformazioni</b>		
Arcuatura	10 mm / 2 m	
Falcatura	8 mm / 2 m	
Svergolamento	1 mm / 25 mm	
Imbarcamento	nessuna limit.	

Nella tabella soprastante sono indicati i valori desunti dall'esame visivo dei travetti in legno esistenti, le cui risultanze sono riportate nel seguito:

- smussi: non presenti (sezione a spigolo vivo);
- nodi: quelli indagati risultano tutti di piccole dimensioni e lontani dai bordi;
- ampiezza anelli  $\leq 6$  mm;
- fibratura parallela all'andamento dei travetti;
- fessurazioni, cipollature, lesioni: non presenti;
- degrado da funghi: non presenti carie;
- legno di reazione: no;
- attacchi di insetti: non presenti;
- vischio: non presente;

- deformazioni: non presenti.

Come si può vedere, come classe di resistenza del legno esistente può essere considerata la C22, la quale presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

**Tabella 18-1**-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.33	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	$G_{mean}$	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m <sup>3</sup> ]													
massa volumica caratteristica	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	$\rho_m$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Per la verifica degli elementi strutturali in legno sono considerati i seguenti coefficienti:

**Tab. 4.4.III** - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A $\gamma_M$	Colonna B $\gamma_M$
<b>combinazioni fondamentali</b>		
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
<b>combinazioni eccezionali</b>	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.		

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	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	2	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

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.

Si considera nelle verifiche la durata del carico media.

Tab. 4.4.V - Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00

Si considera nelle verifiche classe di servizio 1:

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.

MATERIALE		
C22		
$f_{mk}$		22 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t0k}$		13 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t90k}$		0,5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{c0k}$		20 N/mm <sup>2</sup>
$f_{c90k}$		2,4 N/mm <sup>2</sup>
$f_{vk}$		2,4 N/mm <sup>2</sup>
$E_{0mean}$		10000 N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,05}$		6700 N/mm <sup>2</sup>
$E_{90,mean}$		330 N/mm <sup>2</sup>
$G_{mean}$		630 N/mm <sup>2</sup>
$G_{0,05}$		340 kN/m <sup>3</sup>

$r_k$	4,1 kN/m <sup>3</sup>	
$r_{mean}$		
FC	1,35	
	1	
Classe di servizio	1	
Materiale		
legno massiccio		
Classe di durata del carico 1	Classe di durata del carico 2	
Media	Media	
$Y_M$	1,50	
$k_{mod\ 1}$	0,80	
$k_{mod\ 2}$	0,80	
$k_{def}$	0,60	

#### **1.4.8 Castagno Italia S**

Legno massiccio tipo Castagno Italia S conforme alla norma UNI 11035-2.

Resistenza a flessione: 28,0 MPa

Resistenza a taglio: 2,00 MPa

modulo elastico medio parallelo alle fibre: 11,0 GPa

massa volumica caratteristica: 550 kg/m<sup>3</sup>

## 2 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

I calcoli sono stati eseguiti secondo le regole della scienza delle costruzioni, nel rispetto delle norme vigenti in materia. La sicurezza della struttura è stata valutata nei confronti degli stati limite SLE, SLU e SLV secondo quanto indicato nel D.M. 17/01/2018.

### 2.1 Assunzioni per l'analisi e il calcolo delle azioni

Il calcolo delle azioni sulla struttura e le verifiche degli elementi strutturali sono stati condotti secondo le seguenti assunzioni:

- comportamento elastico-lineare dei materiali;
- metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 2.2 Carichi considerati

#### Solaio Q. + 5.30 (ante lavori)

Peso proprio G1: volto spessore medio 50 cm	10,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2	0,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. H)	0,50	kN /m <sup>2</sup>
	10,50	kN /m <sup>2</sup>

#### Solaio Q. + 5.30 (progetto)

Peso proprio G1: volto spessore medio 50 cm	10,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2	0,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. C3)	5,00	kN /m <sup>2</sup>
	15,00	kN /m <sup>2</sup>

#### Solai Q. + 13.97 e +17.13 (ante lavori)

Peso proprio G1: travetti in legno 10x15 cm int. 45 cm + assito	0,30	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2	0,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. H)	0,50	kN /m <sup>2</sup>
	0,80	kN /m <sup>2</sup>

#### Solai Q. + 13.97 e +17.13 (progetto)

Peso proprio G1: travetti in legno 10x15 cm int. 45 cm + doppio assito	0,70	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2	0,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. C3)	5,00	kN /m <sup>2</sup>
	5,70	kN /m <sup>2</sup>

#### Solaio Q. + 22.20 (ante lavori)

Peso proprio G1: solaio in travi metalliche con interposti tavelloni e getto	1,90	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2: caldana	1,50	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. H)	0,50	kN /m <sup>2</sup>
	3,90	kN /m <sup>2</sup>

Solaio Q. + 22.20 (progetto)

Peso proprio G1: lamiera grecata tipo HI-BOND A75/P 760 H=12 cm	1,63	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2: caldana + guaina	1,50	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. C3)	5,00	kN /m <sup>2</sup>
	8,13	kN /m <sup>2</sup>

Copertura (ante lavori e progetto)

Peso proprio G1:	2,50	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2: manto copertura + impermeabilizzazione	1,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (neve)	1,20	kN /m <sup>2</sup>
	4,70	kN /m <sup>2</sup>

Scala

Peso proprio G1:	0,50	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente G2: manto copertura + impermeabilizzazione	0,00	kN /m <sup>2</sup>
Sovraccarico variabile Q (cat. C3)	5,00	kN /m <sup>2</sup>
	5,50	kN /m <sup>2</sup>

Azioni orizzontali

Il DM 17/01/2018 nel paragrafo 3.1.4 (Sovraccarichi) prevede diversi "Sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni":

- $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>] carichi verticali uniformemente distribuiti
- $Q_k$  [kN] carichi verticali concentrati
- $H_k$  [kN/m] carichi orizzontali lineari

I carichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella Tabella 3.1.11 del DM 17/01/2018, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

I carichi orizzontali lineari  $H_k$  devono essere applicati a pareti – alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio – ed a parapetti o mancorrenti – alla quota del bordo superiore.

In proposito deve essere precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

I valori nominali dei carichi  $H_k$  sono riassunti nella successiva tabella.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Le verifiche delle pareti e della struttura portante, verrà condotta per un'azione orizzontale cat. C3 pari a 3,00 kN/m applicata a 1,20 m.

#### Azione sismica E

Per la determinazione dell'azione sismica si sono adottati i seguenti parametri:

- tipo di costruzione: 2 (Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari)
- vita nominale VN: 50 anni
- classe d'uso: II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti)
- zona sismica: 3
- sito di edificazione: piazza Libertà; lat. 45.52373 N; long. 10.07976 E WGS84
- classe di duttilità: -
- fattore di comportamento: -
- suolo di fondazione: -
- categoria topografica: -
- coefficiente di amplificazione topografica St: -



**Immagine 2:** individuazione sito di intervento.

### 2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni di carico considerate nell'analisi sono quelle indicate nelle NTC 2018 ai fini delle verifiche agli stati limite:

- SLU  $g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$
- SLE rara  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$
- SLE frequente  $G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \gamma_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- SLE quasi permanente  $G_1 + G_2 + \gamma_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \gamma_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica  $E + G_1 + G_2 + \gamma_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{22} \cdot Q_{k2} + \gamma_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Il valore dei coefficienti di combinazione  $\gamma$  è indicato nella tabella 2.5.I delle NTC 2018:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 1:** estratto tabella 2.5.I NCT18 con valori dei coefficienti di combinazione.



Il valore dei coefficienti parziali di sicurezza  $g_{Gi}$  e  $g_{Qj}$  sono dati in tabella 2.6.I delle NTC 2018:

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

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

<sup>(1)</sup> 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 2:** estratto tabella 2.6.I NCT18 con valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU.

### 3 ANALISI STORICO CRITICA E VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

#### 3.1 Analisi storico-critica

Per edifici esistenti, in coerenza con il paragrafo 8.2 delle NTC-18, l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

##### 3.1.1 *Analisi storico-critica*

Per edifici esistenti, viene indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati per le finalità indicate al paragrafo 8.5.1 delle NTC-18.

In particolare, è stata ricercata presso l'archivio comunale, documentazione inerente alla struttura dell'edificio al momento della sua realizzazione senza tuttavia avere un riscontro positivo.

##### 3.1.2 *Esito del rilievo geometrico-strutturale*

Per edifici esistenti, vengono descritte le modalità con cui è stato effettuato il rilievo geometrico strutturale e gli esiti di quest'ultimo, anche con riferimenti espliciti e puntuali agli elaborati grafici. Il rilievo delle strutture deve essere eseguito e restituito secondo le modalità e con le finalità riportate nei paragrafi 8.5.2 e 8.7 delle NTC-18.

Sono stati eseguiti più sopralluoghi in sito, effettuando una serie di controlli al fine di valutare la tipologia di struttura portante che caratterizza l'edificio.

L'edificio oggetto della presente relazione è una torre civica di altezza massima al colmo di copertura di 32.66 m ed è attualmente accessibile solo per manutenzione.

L'edificio presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- muri portanti della torre in realizzati principalmente in elementi in pietra con inserti in mattoni pieni. Lo spessore della muratura ha spessore che varia con l'altezza dell'edificio. Lo spessore medio è di circa 70 cm;



**Immagine 3:** dettaglio muratura portante in pietra.

- muri portanti della parte sommitale della torre realizzati in mattoni pieni. Lo spessore medio è di circa 70 cm;



**Immagine 4:** particolare muratura portante in mattoni pieni.

- orizzontamento quota +5.30 m su volta a botte;



**Immagine 5:** particolare orizzontamento su volta.

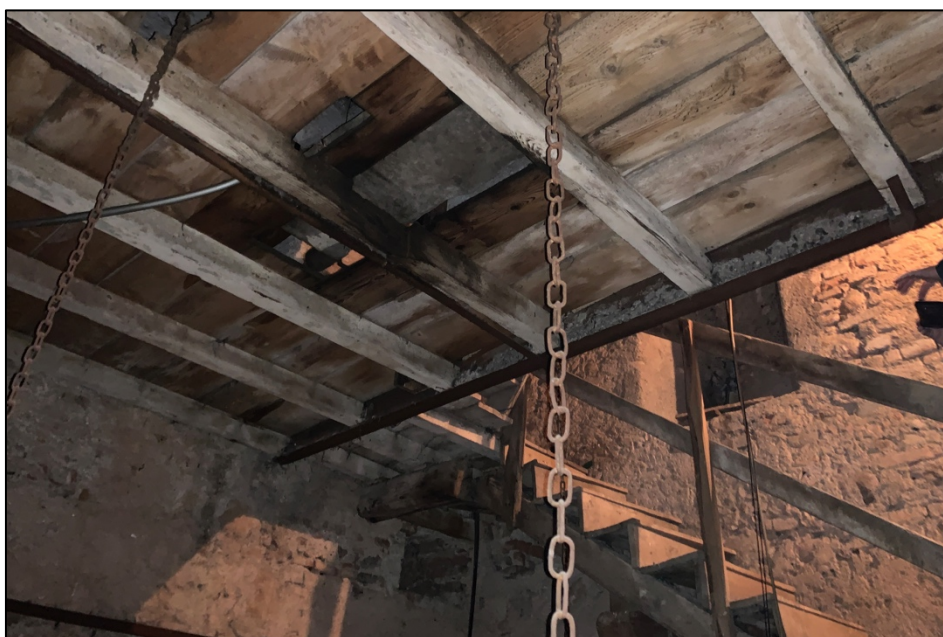
- orizzontamento quota +13.97 m con travi in legno massiccio, principali di dimensione circa 20x30 cm e secondarie di dimensione circa 15x20 cm con interasse 55 cm. Tale orizzontamento risulta incompleto per mancanza di travi secondarie e assito;





**Immagine 6:** vista orizzontamento quota +13.97.

- orizzontamento quota +17.10 m con travetti in legno massiccio di dimensione circa 10x15 cm e interasse 55 cm e sovrastante assito di spessore indicativo 3 cm. È inoltre presente una trave portante in acciaio profilo IPE 160 a sostegno dei travetti;



**Immagine 7:** vista orizzontamento quota +17.10.

- orizzontamento quota +20.03 m con travi in legno massiccio di dimensione circa 10x15 cm e interasse 55 cm e sovrastante assito di spessore indicativo 3 cm;

- orizzontamento quota +22.05 m realizzato con putrelle e voltine in laterizio con sovrastante cappa in calcestruzzo;



**Immagine 8:** vista orizzontamento quota +22.05.

- scale di collegamento degli orizzontamenti realizzate in legno e costituite dai seguenti elementi:
  - o alzate e pedate realizzate con tavolati di spessore medio 3 cm;
  - o cosciali;
  - o mensole di supporto alla struttura soprastante, inserite talvolta anche in epoca successiva come sistema di rinforzo strutturale.



**Immagine 9:** dettaglio scala esistente.

### 3.1.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Il livello di conoscenza determina il fattore di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

Il livello di conoscenza è determinato sulla base delle indagini conoscitive sopra riportate, ovvero è funzione della geometria, dei dettagli strutturali e dei materiali. Maggiori informazioni si hanno in merito a questi aspetti, più elevato è il livello di conoscenza della struttura e, di conseguenza, più accurato sarà il modello.

La Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 individua tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2: Conoscenza adeguata;
- LC3: Conoscenza accurata.

Il livello di conoscenza raggiunto per mezzo delle indagini diagnostiche è LC1, il quale introduce un ulteriore fattore di sicurezza, detto Fattore di Confidenza, sulle caratteristiche dei materiali, pari a  $FC = 1,35$ .

### 3.2 Valutazione della sicurezza

L'intervento oggetto della presente relazione riguarda il restauro e il consolidamento delle strutture orizzontali della torre Civica sita in piazza Libertà nel comune di Travagliato (BS).

Da un'attenta analisi si è potuto rilevare che le strutture esistenti, per poter essere riconvertite a quanto previsto in progetto, necessitano di alcuni accorgimenti e rinforzi localizzati come verrà meglio descritto nel capitolo successivo.

Nello specifico le strutture verranno verificate, a favore di sicurezza, con i carichi previsti per gli "Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C3" (riferimento capitolo 3.1.4 del D.M. Infrastrutture 17.01.2018 e s.m.i.) pur con la consapevolezza che l'accesso alle strutture dovrà essere regolamentato e limitato per il mantenimento di ragionevoli condizioni di sicurezza.

Come meglio specificato nel seguito, il progetto prevede il consolidamento delle strutture orizzontali esistenti (solai e scala) mediante l'inserimento di nuovi elementi metallici volti a ridurre la luce degli elementi in legno esistenti e/o a integrarne la loro mancanza. Inoltre, è previsto il rifacimento completo del solaio posto a quota +22.05 m.

Si precisa che, nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC 2018 (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al § 8.5.5 delle NTC 2018), è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC 2018. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilità più importanti possono anche essere parziali e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi più ampi, atti a migliorare/adequare complessivamente la costruzione e/o parti di essa.

Per la tipologia di intervento oggetto di relazione valgono le indicazioni fornite nelle NTC 18 nel caso d'intervento sull'esistente.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza nel caso in cui vi sia anche soltanto una delle situazioni seguenti (punto 8.3 – NTC 2018):

- a) riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- b) provati gravi errori di progetto e di costruzione;
- c) cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;



- d) esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- e) ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali previsti al punto 8.4 delle NTC 2018 (interventi su edifici esistenti);
- f) opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- a) l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- b) l'uso debba essere modificato;
- c) sia necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi.

È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza, e qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda (punto 8.4.3 – NTC 2018):

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Nel caso in cui ricorra anche solo una delle condizioni precedenti è obbligo effettuare un intervento di adeguamento della struttura raggiungendo i livelli di sicurezza previsti dalle NTC 2018.

Nel caso in cui non ricorrano le condizioni precedenti, è possibile effettuare una **RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**, qualora si vada ad intervenire su singole parti e/o elementi della struttura, andando ad interessare solo porzioni limitate della costruzione, così come previsto al punto 8.4.1 delle NTC 2018 - "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e così come meglio specificato al punto C8.4.3 della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 - "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

In tale caso, il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 delle NTC18 potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti e dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale. Come meglio descritto nel seguito, gli interventi che saranno eseguiti non produrranno sostanziali modifiche al comportamento della struttura nel suo insieme e non comporteranno un peggioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Inoltre, non vengono soddisfatti i requisiti per i quali risulti obbligatorio adeguare sismicamente l'intero edificio. Infatti:

1. non sono presenti evidenti riduzione di capacità resistente né per azioni permanenti né per azioni eccezionali;
2. non sono presenti errori di progetto o costruzione;
3. la destinazione d'uso dell'edificio rimane la medesima;
4. non verranno effettuati interventi non strutturali che interagiscono con elementi avente funzione strutturale tale da ridurne consistentemente la capacità/rigidità;
5. l'edificio non sarà sopraelevato;

6. non vengono apportate variazioni di classe e/o destinazione d'uso; l'incremento dei carichi globali in fondazione non supera il 10%;

VARIAZIONE CARICHI secondo quanto definito dal cap. 8.4.3 punto c) delle NTC 2018				
STRUTTURA	ANTE		POST	
MURI PORTANTI	0,70 m · 21 kN/m³ · 31,00 m · 21,60 m =	9843,10 kN	0,70 m · 21 kN/m³ · 31,00 m · 21,60 m =	8436,95 kN
SOLAIO + 5.30	10,50 kN/m² · 14,50 m² =	152,25 kN	15,00 kN/m² · 14,50 m² =	217,50 kN
SOLAIO + 13,97	0,80 kN/m² · 14,50 m² =	11,60 kN	5,70 kN/m² · 14,50 m² =	82,65 kN
SOLAIO + 17,13	0,80 kN/m² · 14,50 m² =	11,60 kN	5,70 kN/m² · 14,50 m² =	82,65 kN
SOLAIO + 22,20	3,90 kN/m² · 14,50 m² =	56,55 kN	8,13 kN/m² · 14,50 m² =	117,85 kN
COPERTURA	4,20 kN/m² · 32,20 m² =	135,25 kN	4,20 kN/m² · 32,20 m² =	135,25 kN
TOTALE		10210,35 kN	TOTALE 10479,00 kN	

L'aumento di carico è pari a circa il 2,63%.

7. gli interventi non trasformano la struttura in un organismo edilizio diverso dal precedente.

Il progetto prevede le seguenti opere:

SOLAIO QUOTA +13.97

Il solaio verrà completato mediante l'inserimento delle seguenti strutture:

- n. 2 travi principali in acciaio tipo IPE180 poste ai lati delle travi principali lignee attualmente esistenti a sostegno delle sovrastanti strutture. Tali travi saranno inserite in appositi fori realizzati nella muratura successivamente riempiti con malta cementizia premiscelata espansiva. Con tale tipo di intervento non verrà ridotto il livello di sicurezza preesistente della struttura;
- n. 2 travi secondarie in acciaio tipo IPE180 che verranno alloggiate in fori già esistenti nella muratura; tali fori verranno successivamente riempiti con malta cementizia premiscelata espansiva;
- inserimento di un doppio assito in castagno spessore minimo 3 cm ogni tavola. L'assito superiore sarà inclinato di 45° rispetto a quello sottostante. L'assito dovrà inoltre essere collegato alla muratura esistente mediante un profilo in acciaio L100x8 opportunamente spinottato alla struttura esistente mediante barre Ø16 inghisate con resina epossidica specifica;
- sostituzione puntuale di travetti in legno particolarmente ammalorati e non più recuperabili con nuovi in castagno dimensione 15x20 cm.

SOLAIO QUOTA +17.10

Il solaio verrà rinforzato mediante l'inserimento delle seguenti strutture:

- n. 3 travi principali in acciaio tipo HEA160 poste ortogonalmente all'orditura lignea esistente. Tali travi saranno inserite in appositi fori realizzati nella muratura successivamente riempiti con malta cementizia premiscelata espansiva; con tale tipo di intervento non verrà ridotto il livello di sicurezza preesistente della struttura. Le travi in acciaio serviranno inoltre per sostenere la sovrastante scala chiocciola di nuova realizzazione;
- inserimento di un assito in castagno spessore minimo 3 cm ogni tavola superiormente a quello esistente e inclinato di 45° rispetto ad esso. L'assito dovrà inoltre essere collegato alla muratura esistente mediante un profilo in acciaio L100x8 opportunamente spinottato alla struttura esistente mediante barre Ø16 inghisate con resina epossidica specifica.
- sostituzione puntuale di travetti in legno particolarmente ammalorati e non più recuperabili con nuovi in castagno dimensione 10x15 cm.



#### SOLAIO QUOTA +20.03

Demolizione completa di tale orizzontamento con recupero ove possibile delle parti strutturali integre.

#### SOLAIO QUOTA +22.05

A questo livello è previsto il rifacimento completo del solaio. Considerate infatti le esigue dimensioni di quello esistente (circa 3,80x3,80 m) e la necessità di realizzare un foro di circa 1,50x1,50 m per l'inserimento della nuova scala a chiocciola, risulta particolarmente complesso il sostegno della porzione rimanente se non mediante l'esecuzione di opere invasive che andrebbero in ogni caso a compromettere l'originalità della struttura preesistente.

Verranno pertanto realizzate le seguenti nuove opere:

- nuova struttura portante realizzata da travi in acciaio tipo IPE180 inserite in appositi fori realizzati nella muratura successivamente riempiti con malta cementizia premiscelata espansiva. Con tale tipo di intervento non verrà ridotto il livello di sicurezza preesistente della struttura;
- nuovo solaio in lamiera grecata con getto di completamento di calcestruzzo in opera di spessore totale 12 cm;
- il nuovo solaio dovrà inoltre essere collegato alla muratura esistente mediante un profilo in acciaio L50x100x8 opportunamente spinottato alla struttura esistente mediante barre Ø12 inghisate con resina epossidica specifica.

#### RINFORZO SCALA

Le scale esistenti verranno mantenute. Si dovrà tuttavia procedere con la realizzazione di alcune strutture in acciaio necessarie sia per il sostegno del parapetto di nuova realizzazione che per il miglioramento della portata della scala stessa. Nello specifico:

- inserimento nella muratura di nuove mensole in acciaio HEA160 previa realizzazione di fori nella muratura e successivo riempimento con malta cementizia premiscelata espansiva. Con tale tipo di intervento non verrà ridotto il livello di sicurezza preesistente della struttura;
- rinforzo della "RAMPA 2" (rampa scale da piano terra a primo orizzontamento) mediante inserimento di n. 2 nuovi cosciali in acciaio IPE180 a sostegno di quelli esistenti in legno.

In relazione alla natura dell'opera e all'impatto sulla struttura, che risultano minimi, si è ritenuto non necessario definire le caratteristiche geologiche ed idrogeologiche del sito.

Non sono state pertanto eseguite, in quanto non necessarie, analisi geotecniche.

Sulla base delle considerazioni esplicate nella presente relazione, si può stabilire che la struttura in oggetto non necessita di adeguamento strutturale; l'uso della stessa può quindi continuare senza interventi che riguardino l'aumento/ripristino della capacità portante.

Nei paragrafi successivi verranno mostrate le verifiche degli elementi strutturali a seguito degli interventi che dovranno essere eseguiti.

#### 4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali sono eseguite secondo quanto indicato nelle NTC2018.

Si procede nel seguito alle seguenti verifiche:

- verifica solaio quota +13.97;
- verifica solaio quota +17.13;
- verifica solaio quota +22.05;
- rinforzo scale esistenti.

##### 4.1 Verifica solaio quota +13.97

Il solaio è attualmente composto tra travi in legno massiccio di dimensione 15x20 cm e interasse massimo 65 cm con sovrastante assito ligneo.

Il progetto prevede il rinforzo del solaio mediante l'inserimento di nuove travi in acciaio IPE180 ad integrazione di quelli mancanti, l'inserimento di due nuovi travi in acciaio IPE180 rompitratta a fianco di quelle in legno esistenti e la posa di un ulteriore strato di assito di rinforzo.

##### 4.1.1 Verifica travi in legno 15x20 cm esistenti

###### Schema statico

A favore di sicurezza si considera una trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 2,40 m e interasse massimo 65 cm soggetta ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2.

GEOMETRIA		
Tipo sezione	Rettangolare	
b	150	mm
h	200	mm
A	30000,00	mm <sup>2</sup>
W <sub>x</sub>	1000000,00	mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub>	750000,00	mm <sup>3</sup>
J <sub>x</sub>	100000000,00	mm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	56250000,00	mm <sup>4</sup>
CARICHI		
g <sub>1</sub>	0,70	kN/m <sup>2</sup>
g <sub>2</sub>	0,00	kN/m <sup>2</sup>
q	5,00	kN/m <sup>2</sup>
L	2400,00	mm
p.p. travetti	0,123	kN/m
i	650,000	mm
inclinazione		0°
tipologia	appoggio-appoggio	

Classe di servizio considerata: 1

Durata carico: media

FC= 1,35

VERIFICHE									
Combinazione C1 (permanente e variabile)									
P <sub>dx</sub>	5,63	kN/m							
P <sub>dy</sub>	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico	Media								

M <sub>1,x</sub>	4,05	kNm							
M <sub>1,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>1</sub>	6,75	kN							
Verifica a flessione:			0,47	<	1	OK!			
Verifica a taglio:			0,36	<	1	OK!			
Lunghezza minima appoggio			0,95	cm					
Combinazione C2 (solo permanente)									
Pd2x	0,75	kN/m							
Pd2y	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico		Media							
M <sub>2,x</sub>	0,54	kNm							
M <sub>2,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>2</sub>	0,90	kN							
Verifica a flessione:			0,06	<	1	OK!			
Verifica a taglio:			0,05	<	1	OK!			
Combinazione C3 (quasi permanente)									
ψ <sub>1</sub>	Ambienti suscettibili di affollamento	0,6							
Pd3,gk	0,58	kN/m							
Pd3,qk	3,25	kN/m							
u1in	0,03	cm							
u2in	0,19	cm	<	0,48	OK!	u2in/L =	1/ 1266	<	1/500
u0		cm							
kdef	0,60								
unetfin	0,31		<	0,60	OK!	unetfin/L =	1/ 770	<	1/400
Combinazione C4 (rara)									
Pd4	3,83	kN/m							
M	2,76	kNm							
sigma	2,76	MPa							

#### 4.1.2 Verifica travi in legno 15x20 cm nuovi

##### Schema statico

A favore di sicurezza si considera una trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 2,40 m e interasse massimo 65 cm soggetta ai carichi g<sub>1</sub>, g<sub>2</sub> e q come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2.

<b>GEOMETRIA</b>		
Tipo sezione	Rettangolare	
b	150	mm
h	200	mm
A	30000,00	mm <sup>2</sup>
W <sub>x</sub>	1000000,00	mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub>	750000,00	mm <sup>3</sup>
J <sub>x</sub>	100000000,00	mm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	56250000,00	mm <sup>4</sup>
<b>CARICHI</b>		
g <sub>1</sub>	0,70	kN/m <sup>2</sup>
g <sub>2</sub>	0,00	kN/m <sup>2</sup>

q	5,00	kN/m²
L	2400,00	mm
p.p. travetti	0,165	kN/m
i	650,000	mm
inclinazione		0°
tipologia	appoggio-appoggio	

Classe di servizio considerata: 1

Durata carico: media

<b>VERIFICHE</b>									
<b>Combinazione C1 (permanente e variabile)</b>									
Pdx	5,68	kN/m							
Pdy	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico	Media								
M <sub>1,x</sub>	4,09	kNm							
M <sub>1,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>1</sub>	6,82	kN							
Verifica a flessione:	0,27	<	1	OK!					
Verifica a taglio:	0,32	<	1	OK!					
Lunghezza minima appoggio	0,45	cm							
<b>Combinazione C2 (solo permanente)</b>									
Pd2x	0,81	kN/m							
Pd2y	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico	Media								
M <sub>2,x</sub>	0,58	kNm							
M <sub>2,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>2</sub>	0,97	kN							
Verifica a flessione:	0,04	<	1	OK!					
Verifica a taglio:	0,05	<	1	OK!					
<b>Combinazione C3 (quasi permanente)</b>									
ψ <sub>s</sub>	Ambienti suscettibili di affollamento	0,6							
Pd3,gk	0,62	kN/m							
Pd3,qk	3,25	kN/m							
u1in	0,02	cm							
u2in	0,13	cm	<	0,48	OK!	u2in/L =	1/ 1880	<	1/500
u0		cm							
kdef	0,60								
unetfin	0,21		<	0,60	OK!	unetfin/L =	1/ 1129	<	1/400
<b>Combinazione C4 (rara)</b>									
Pd4	3,87	kN/m							
M	2,79	KNm							
sigma	2,79	MPa							

#### 4.1.3 Verifica travi in acciaio IPE 180 – orditura secondaria

Ad integrazione degli elementi mancanti di orditura secondaria, verranno posizionate n. 2 travi IPE 180.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:	$A=23,90 \text{ cm}^2$
Modulo di resistenza:	$W_x= 146,0 \text{ cm}^3$ $W_y= 22,2 \text{ cm}^3$
Momento d'inerzia:	$J_x= 1317,0 \text{ cm}^4$ $J_y= 101,0 \text{ cm}^4$
Peso proprio	$p.p. = 0,188 \text{ kN/m}$

##### Schema statico

Si considera, a favore di sicurezza, una trave con schema che si sviluppa su due campate, una in semplice appoggio di luce  $l_1=2,40 \text{ m}$  e una a sbalzo di luce  $l_2=0,60 \text{ m}$  sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  del solaio come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2 con area d'influenza  $i=1,30/2= 0,65 \text{ m}$ .

##### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 5,71 \text{ kN/m}$$

$$P_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) \cdot i = 0,51 \text{ kN/m}$$

$$P_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q \cdot i = 3,25 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 3,61 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 7,28 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_x = 43,58 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 220,20 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,08 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,03 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

##### Verifiche SLE

Con lo schema statico considerato, il valore della freccia è:

$$\delta_1 = 0,01 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,01 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{24000} < \frac{1}{500} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_{TOT} = \delta_1 + \delta_2 = 0,02 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{12000} < \frac{1}{400} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.1.4 Verifica travi in acciaio IPE 180 – orditura primaria

Per limitare la luce e sostenere gli elementi dell'orditura secondaria, verranno inserite trasversalmente alla direzione del solaio n. 2 travi IPE 180.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:	$A=23,90 \text{ cm}^2$
Modulo di resistenza:	$W_x= 146,0 \text{ cm}^3$ $W_y= 22,2 \text{ cm}^3$
Momento d'inerzia:	$J_x= 1317,0 \text{ cm}^4$ $J_y= 101,0 \text{ cm}^4$
Peso proprio	$p.p. = 0,188 \text{ kN/m}$

##### Schema statico

Si considera una trave con schema che si sviluppa su una campata in semplice appoggio di luce  $l_1=3,60 \text{ m}$  sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  del solaio come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2 con area d'influenza  $i=2,30/2= 1,15 \text{ m}$ .

##### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 9,62 \text{ kN/m}$$

$$P_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) \cdot i = 0,76 \text{ kN/m}$$

$$P_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q \cdot i = 5,75 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 15,58 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 17,32 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_x = 43,58 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 220,20 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,36 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,07 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

##### Verifiche SLE

Con lo schema statico considerato, il valore della freccia è:

$$\delta_1 = 0,06 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,45 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{800} < \frac{1}{500} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_{TOT} = \delta_1 + \delta_2 = 0,51 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{706} < \frac{1}{400} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

## 4.2 Verifica solaio quota +17.13

Il solaio è attualmente composto tra travetti in legno massiccio di dimensione 10x15 cm e interasse massimo 45 cm con sovrastante assito ligneo. Il progetto prevede il rinforzo del solaio mediante l'inserimento di nuove travi in acciaio HEA160 poste a riduzione della luce delle travi in legno esistenti e la posa di un ulteriore strato di assito di rinforzo.

### 4.2.1 Verifica travetti in legno 10x15 cm esistenti

#### Schema statico

Trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 1,20 m e interasse massimo 45 cm soggetta ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2.

GEOMETRIA		
Tipo sezione	Rettangolare	
b	100	mm
h	150	mm
A	15000,00	mm <sup>2</sup>
W <sub>x</sub>	375000,00	mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub>	250000,00	mm <sup>3</sup>
J <sub>x</sub>	28125000,00	mm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	12500000,00	mm <sup>4</sup>
CARICHI		
g <sub>1</sub>	0,70	kN/m <sup>2</sup>
g <sub>2</sub>	0,00	kN/m <sup>2</sup>
q	5,00	kN/m <sup>2</sup>
L	1200,00	mm
p.p. travetti	0,062	kN/m
i	450,000	mm
inclinazione	0 °	
tipologia	appoggio-appoggio	

Classe di servizio considerata: 1

Durata carico: media

FC= 1,35

VERIFICHE									
Combinazione C1 (permanente e variabile)									
P <sub>dx</sub>	3,86	kN/m							
P <sub>dy</sub>	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico	Media								
M <sub>1,x</sub>	0,70	kNm							
M <sub>1,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>1,z</sub>	2,32	kN							
Verifica a flessione:	0,21	<	1	OK!					
Verifica a taglio:	0,24	<	1	OK!					
Lunghezza minima appoggio	0,49	cm							
Combinazione C2 (solo permanente)									
P <sub>d2x</sub>	0,49	kN/m							
P <sub>d2y</sub>	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico	Media								
M <sub>d2,x</sub>	0,09	kNm							
M <sub>d2,y</sub>	0,00	kNm							
V <sub>d2,z</sub>	0,29	kN							

Verifica a flessione:	0,03	<	1	OK!				
Verifica a taglio:	0,03	<	1	OK!				
<b>Combinazione C3 (quasi permanente)</b>								
$\Psi_s$	Ambienti suscettibili di affollamento	0,6						
Pd3,gk	0,38	kN/m						
Pd3,qk	2,25	kN/m						
u1in	0,00	cm						
u2in	0,03	cm	<	0,24	OK!	u2in/L =	1/ 4115	< 1/500
u0		cm						
kdef	0,60							
unetfin	0,05		<	0,30	OK!	unetfin/L =	1/ 2528	< 1/400
<b>Combinazione C4 (rara)</b>								
Pd4	2,63	kN/m						
M	0,47	KNm						
sigma	1,26	MPa						

#### 4.2.2 Verifica travetti in legno 10x15 cm nuovi

##### Schema statico

Trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 1,20 m e interasse massimo 45 cm soggetta ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2.

<b>GEOMETRIA</b>		
Tipo sezione	Rettangolare	
b	100	mm
h	150	mm
A	15000,00	mm <sup>2</sup>
Wx	375000,00	mm <sup>3</sup>
Wy	250000,00	mm <sup>3</sup>
Jx	28125000,00	mm <sup>4</sup>
Jy	12500000,00	mm <sup>4</sup>
<b>CARICHI</b>		
g1	0,70	kN/m <sup>2</sup>
g2	0,00	kN/m <sup>2</sup>
q	5,00	kN/m <sup>2</sup>
L	1200,00	mm
p.p. travetti	0,083	kN/m
i	450,000	mm
inclinazione		0°
tipologia	appoggio-appoggio	

Classe di servizio considerata: 1

Durata carico: media

<b>VERIFICHE</b>								
<b>Combinazione C1 (permanente e variabile)</b>								
Pdx	3,89	kN/m						
Pdy	0,00	kN/m						
Classe di durata del carico	Media							



$M_{1,x}$	0,70	kNm							
$M_{1,y}$	0,00	kNm							
$V_1$	2,34	kN							
Verifica a flessione:			0,13	<	1	OK!			
Verifica a taglio:			0,22	<	1	OK!			
Lunghezza minima appoggio			0,23	cm					
Combinazione C2 (solo permanente)									
$Pd2x$	0,52	kN/m							
$Pd2y$	0,00	kN/m							
Classe di durata del carico		Media							
$M_{2,x}$	0,09	kNm							
$M_{2,y}$	0,00	kNm							
$V_2$	0,31	kN							
Verifica a flessione:			0,02	<	1	OK!			
Verifica a taglio:			0,03	<	1	OK!			
Combinazione C3 (quasi permanente)									
$\Psi_2$	Ambienti suscettibili di affollamento	0,6							
$Pd3,gk$	0,40	kN/m							
$Pd3,qk$	2,25	kN/m							
$u1in$	0,00	cm							
$u2in$	0,02	cm	<	0,24	OK!	$u2in/L =$	1/ 6111	<	1/500
$u0$		cm							
$k_{def}$	0,60								
$u_{netfin}$	0,03		<	0,30	OK!	$u_{netfin}/L =$	1/ 3720	<	1/400
Combinazione C4 (rara)									
$Pd4$	2,65	kN/m							
$M$	0,48	kNm							
$\sigma$	1,27	MPa							

#### 4.2.3 Verifica travi in acciaio HEA160

Verranno posizionate n. 2 travi HEA 160 affiancate e saldate a tratti per limitare la luce dei travetti dei nuovi solai in legno e per il sostegno di una nuova scala a chiocciola.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:  $A=38,80 \text{ cm}^2$   
Modulo di resistenza:  $W_x= 220,0 \text{ cm}^3$   
 $W_y= 77,0 \text{ cm}^3$   
Momento d'inerzia:  $J_x= 1673,0 \text{ cm}^4$   
 $J_y= 616,0 \text{ cm}^4$   
Peso proprio  $p.p. = 0,304 \text{ kN/m}$

#### Schema statico

Si considerano due travi con schema statico in semplice appoggio che si sviluppano su una campata di luce massima  $l=4,00 \text{ m}$  sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  del solaio come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2 con area d'influenza  $i=2,20/2= 1,10 \text{ m}$  e da un carico concentrato  $S$  derivante dalla scala a chiocciola che si imposterà ad una distanza di circa  $85 \text{ cm}$  dall'appoggio.

Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 9,25 \text{ kN/m}$$

$$P_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) \cdot i = 0,77 \text{ kN/m}$$

$$P_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q \cdot i = 5,50 \text{ kN/m}$$

$$S_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) = 30,00 \text{ kN}$$

$$S_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) = 3,85 \text{ kN}$$

$$S_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q = 16,70 \text{ kN}$$

Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 33,45 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 42,13 \text{ kN}$$

Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = 2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_x = 128,38 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 871,00 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,26 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,05 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Verifiche SLE

Con lo schema statico considerato, il valore della freccia è:

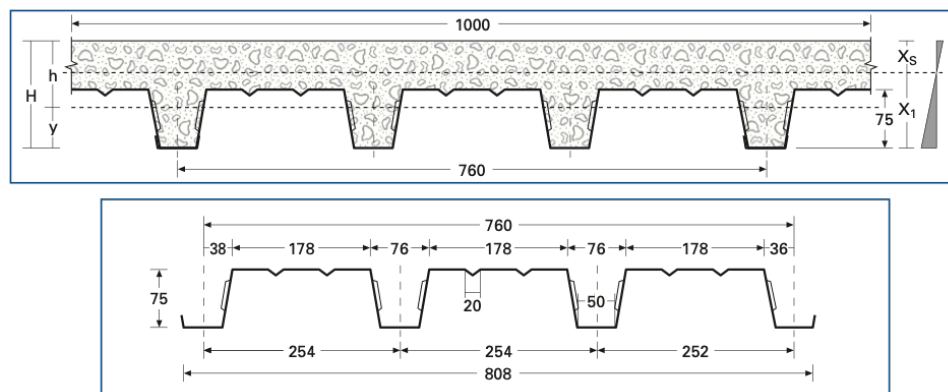
$$\delta_1 = 0,01 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,45 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{889} < \frac{1}{500} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_{TOT} = \delta_1 + \delta_2 = 0,46 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{869} < \frac{1}{400} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.3 Verifica solaio quota +22.05

Il solaio verrà realizzato con lamiera tipo HI-BOND A75/P 760 H=12 cm. Nelle figure successive vengono illustrate le caratteristiche geometrico-inerziali del solaio, ricavate dalla scheda tecnica del produttore:



H cm	Peso soletta - Slab weight Poids de la dalle - Gewicht der Decke kg/m <sup>2</sup>	Spessore lamiera - Sheet thickness Epaisseur de la tôle - Blechstärke mm	X <sub>s</sub> cm	J tot. cm <sup>4</sup> /m	W <sub>s</sub> cm <sup>3</sup> /m	W <sub>i</sub> cm <sup>3</sup> /m	T Kg/m
12	163	0,70	3,46	342,29	1482,34	40,10	1100
		0,80	3,63	379,19	1565,51	45,32	
		1,00	3,92	447,60	1713,40	55,39	
		1,20	4,15	510,48	1843,90	65,05	

Immagine 10: caratteristiche geometrico-inerziali del solaio.

Le verifiche nel seguito verranno condotte nelle due configurazioni presenti:

1. solaio con schema statico appoggio-appoggio su una campata;
2. solaio con schema statico appoggio-appoggio su due campate.

##### 4.3.1 Configurazione 1

###### Schema statico

Si considera un solaio con schema statico che si sviluppa su una campata configurata in semplice appoggio,  $l=1,65$  m sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  del solaio come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2. Negli appoggi laterali viene considerato un momento di congruenza  $M_{app}=ql^2/36$ . L'interasse delle singole nervature è  $i=0,254$  m. Nella verifica a taglio si considera una larghezza media della base pari a 6,3 cm.

###### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 3,02 \text{ kN/m}$$

###### Azioni di calcolo

$$M_1^+ = 1,03 \text{ kNm}$$

$$M_{app}^- = 0,23 \text{ kNm}$$

$$V_1 = 2,50 \text{ kN}$$

###### Armatura

Si trascura il contributo dato dalla lamiera collaborante e si posizionerà 1Ø8/nervatura inferiore - 1Ø8/nervatura superiore in corrispondenza degli appoggi laterali.

Verifiche SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: lamiera m+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica

Titolo: Solaio\_CFG\_1\_M+

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	sup [cm]	inf [cm]	h [cm]
1	25,4	25,4	4,5
2	7,6	5	7,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	3
2	5	10
3	0	0
4	0	0

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1,03 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 1,902 kNm  
σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 48,9 ‰  
d 10 cm  
x 0,667 x/d 0,06679  
δ 0,7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

$$\frac{M_1^+}{M_{Rd}} = 0,54 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: lamiera mapp

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: Solaio\_CFG\_1\_M\_app

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	sup [cm]	inf [cm]	h [cm]
1	25,4	25,4	4,5
2	7,6	5	6,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	12
2	0	8,25
3	0	4,5
4	0,5	2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0,23 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C20/25

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11,33 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8,5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,5333  
τ<sub>c1</sub> 1,686

M<sub>xRd</sub> -1,44 kNm  
σ<sub>c</sub> -11,33 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 4,816 ‰  
d 9 cm  
x 3,788 x/d 0,4209  
δ 0,9661

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

$$\frac{M_{app}^-}{M_{Rd}} = 0,16 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_1}{V_{Rd}} = 0,54 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.3.2 Configurazione 2

##### Schema statico

Si considera un solaio sono schema statico che si sviluppa su due campate configurate in semplice appoggio,  $l_1=1,90$  m e  $l_2=1,65$  m.

La campata 1 è sollecitata da un carico distribuito  $P_1$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  del solaio mentre la campata 2 è sollecitata da un carico distribuito  $P_2$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  dello sbalzo come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2. Negli appoggi laterali viene considerato un momento di congruenza  $M_{app}=ql^2/36$ . L'interasse delle singole nervature è  $i=0,254$  m. Nella verifica a taglio si considera una larghezza media della base pari a 6,3 cm.

Nel seguito verranno eseguite solo le verifiche peggiorative rispetto alla configurazione 1.

##### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 3,02 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_2^+ = 0,83 \text{ kNm}$$

$$M_2^- = 1,21 \text{ kNm}$$

$$M_{app}^- = 0,30 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 3,50 \text{ kN}$$

##### Armatura

Si trascura il contributo dato dalla lamiera collaborante e si posizionerà 1Ø8/nervatura inferiore - 1Ø8/nervatura superiore in corrispondenza dell'appoggio centrale - 1Ø8/nervatura superiore in corrispondenza degli appoggi laterali.

Verifiche SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: lamiera m-

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Solaio\_CFG\_2\_M

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
1	25,4	25,4	4,5
2	7,6	5	6,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	12
2	0	8,25
3	0	4,5
4	0,5	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1,21 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
S.L.U. + S.L.U. -  
Metodo n

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C20/25

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11,33 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8,5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,5333  
τ<sub>c1</sub> 1,686

M<sub>xRd</sub> -1,44 kNm  
σ<sub>c</sub> -11,33 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 4,816 ‰  
d 9 cm  
x 3,788 x/d 0,4209  
δ 0,9661

$$\frac{M_2^-}{M_{Rd}} = 0,84 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo  
S.L.U. Metodo n

M<sub>xEd</sub> -1,21 kNm  
V<sub>Ed</sub> 3,5 kN

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> 0 %

Criteri di progetto  
Fissa altezza H: 12 cm  
Fissa Base B: 6,3 cm  
Fissa Base e Altezza

Arrotol. 1 cm 5 cm

Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA ε<sub>s</sub>/ε<sub>yd</sub> 5,30 x/d 0,252 δ 0,755 CR Armatura debole (OK)

Opzioni taglio  
no staffe p<sub>1</sub> 1,37 %  
φ staffe 8 mm  
n° bracci 0  
φ reggistaffe 12 mm  
gancio 135°

Sceita diametri manuali  
N° Armatura superiore  
1 8  
0 18  
0 20  
Armatura inferiore  
1 8  
0 18  
0 20

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

Risultati

Armatura superiore  
1 φ 8  
A<sub>s</sub> 0,50 cm² +43,3% A<sub>s</sub> min 0,35

Armatura inferiore  
1 φ 8  
A<sub>s</sub> 0,50 cm² +0,0% A<sub>s</sub> min 0,50  
A<sub>s</sub>/A<sub>s</sub>: 100% ρ<sub>s</sub> 0,85 %  
Incidenza acciaio 104,4 kg/m³

Taglio  
τ<sub>max</sub> 12 N/mm²  
Taglio Resistente = 4,616 kN

Inserisce Risultati per Verifiche  
Effettivi Minimi

Help Plotta Ricalcola

$$\frac{V_2}{V_{Rd}} = 0,76 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### **4.4 Verifica scale esistenti**

##### **4.4.1 Rinforzo rampa 2**

Si provvederà all'inserimento di n. 2 nuove travi IPE180 all'intradosso dei cosciali in legno esistenti.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:	$A=23,90 \text{ cm}^2$
Modulo di resistenza:	$W_x= 146,0 \text{ cm}^3$ $W_y= 22,2 \text{ cm}^3$
Momento d'inerzia:	$J_x= 1317,0 \text{ cm}^4$ $J_y= 101,0 \text{ cm}^4$
Peso proprio	$p.p. = 0,188 \text{ kN/m}$

##### Schema statico

Si considera una trave con schema che si sviluppa su una campata in semplice appoggio di luce  $l=3,90 \text{ m}$  sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  e dal carico permanente della ringhiera stimato in  $P_R=0,20 \text{ kN/m}$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2. La larghezza della scala è pari a  $0,60 \text{ m}$ . A favore di sicurezza si trascurerà il contributo dato dai cosciali in legno esistenti.

##### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot L = 2,96 \text{ kN/m}$$

$$P_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) \cdot L = 0,55 \text{ kN/m}$$

$$P_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q \cdot L = 1,50 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 5,63 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 5,77 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_x = 43,58 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 220,20 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,13 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,03 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

##### Verifiche SLE

Con lo schema statico considerato, il valore della freccia è:

$$\delta_1 = 0,06 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,16 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{2437} < \frac{1}{500} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_{TOT} = \delta_1 + \delta_2 = 0,22 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{1857} < \frac{1}{400} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.4.2 Verifica cosciali in legno 8x15 cm esistenti

##### Schema statico

Trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 1,80 m, larghezza scala L=75 cm soggetta ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2.

GEOMETRIA		
Tipo sezione	Rettangolare	
b	80	mm
h	150	mm
A	12000,00	mm <sup>2</sup>
W <sub>x</sub>	300000,00	mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub>	160000,00	mm <sup>3</sup>
J <sub>x</sub>	22500000,00	mm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	6400000,00	mm <sup>4</sup>
CARICHI		
g <sub>1</sub>	0,50	kN/m <sup>2</sup>
g <sub>2</sub>	0,00	kN/m <sup>2</sup>
q	5,00	kN/m <sup>2</sup>
L	1800,00	mm
p.p. travetti	0,050	kN/m
i	375,000	mm
inclinazione		0°
tipologia	appoggio-appoggio	

Classe di servizio considerata: 1

Durata carico: media

FC= 1,35

VERIFICHE					
Combinazione C1 (permanente e variabile)					
P <sub>dx</sub>	3,12	kN/m			
P <sub>dy</sub>	0,00	kN/m			
Classe di durata del carico	Media				
M <sub>1,x</sub>	1,26	kNm			
M <sub>1,y</sub>	0,00	kNm			
V <sub>1</sub>	2,81	kN			
Verifica a flessione:	0,44	<	1	OK!	
Verifica a taglio:	0,36	<	1	OK!	
Lunghezza minima appoggio	0,71	cm			
Combinazione C2 (solo permanente)					
P <sub>d2x</sub>	0,31	kN/m			
P <sub>d2y</sub>	0,00	kN/m			
Classe di durata del carico	Media				
M <sub>2,x</sub>	0,13	kNm			
M <sub>2,y</sub>	0,00	kNm			
V <sub>2</sub>	0,28	kN			
Verifica a flessione:	0,04	<	1	OK!	
Verifica a taglio:	0,04	<	1	OK!	
Combinazione C3 (quasi permanente)					



$\Psi_s$	Ambienti suscettibili di affollamento	0,6							
Pd3,gk	0,24	kN/m							
Pd3,qk	1,875	kN/m							
u1in	0,02	cm							
u2in	0,14	cm	<	0,36	OK!	u2in/L =	1/ 1288	<	1/500
u0		cm							
kdef	0,60								
unetfin	0,22		<	0,45	OK!	unetfin/L =	1/ 824	<	1/400
Combinazione C4 (rara)									
Pd4	2,11	kN/m							
M	0,86	KNm							
sigma	2,85	MPa							

#### 4.4.3 Mensole in acciaio per sostegno scala

Per il sostegno e il rinforzo della scala, verranno inserite nuove mensole in acciaio HEA160 incastrate nella muratura esistente.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:  $A=38,80 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza:  $W_x= 220,0 \text{ cm}^3$   
 $W_y= 77,0 \text{ cm}^3$   
 Momento d'inerzia:  $J_x= 1673,0 \text{ cm}^4$   
 $J_y= 616,0 \text{ cm}^4$   
 Peso proprio p.p. = 0,304 kN/m

##### Schema statico

Si considera una trave con schema a mensola di luce massima  $l=0,95 \text{ m}$  sollecitata da un carico distribuito  $P$  dovuto ai carichi  $g_1$ ,  $g_2$  e  $q$  e dal carico permanente della ringhiera stimato in  $P_R=0,20 \text{ kN/m}$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2 con area d'influenza  $i=2,40/2= 1,20 \text{ m}$ . A favore di sicurezza si trascurerà il contributo dato dai cuscini in legno esistenti.

##### Carico agente

$$P_{SLU} = (1,3 \cdot g_1 + 1,5 \cdot g_2 + 1,5 \cdot q) \cdot i = 10,20 \text{ kN/m}$$

$$P_{R,SLU} = (1,3 \cdot g_1) \cdot i = 0,31 \text{ kN}$$

$$P_{G,SLE} = (1,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2) \cdot i = 0,90 \text{ kN/m}$$

$$P_{Q,SLE} = 1,0 \cdot q \cdot i = 6,00 \text{ kN/m}$$

$$P_{R,SLE} = (1,0 \cdot g_1) \cdot i = 0,24 \text{ kN}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 5,46 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 9,93 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_x = 64,19 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 435,5 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,09 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,02 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### Verifiche SLE

Con lo schema statico considerato, il valore della freccia è:

$$\delta_1 = 0,01 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0,02 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{4750} < \frac{1}{250} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_{TOT} = \delta_1 + \delta_2 = 0,03 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1}{3167} < \frac{1}{200} \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### Verifica dell'incastro della mensola

Si ipotizza una profondità di infissione di  $P_i=40$  cm.

Si definisce nel seguito l'area dell'impronta di carico  $A_i$  con  $L$ =larghezza impronta considerato un letto di malta sottostante all'HEA160 di almeno 5 cm:

$$A_i = P_i \cdot L = 0,40 \text{ m} \cdot 0,26 \text{ m} = 0,104 \text{ mq}$$

Il momento d'inerzia dell'impronta  $W_i$ :

$$\frac{L \cdot P_i^2}{6} = 0,00693 \text{ m}^3$$

da cui si ottiene:

$$f_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_i} \pm \frac{M_{Ed}}{W_i} = 0,095 \text{ N/mm}^2 \pm 0,786 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{Ed,max} = 0,88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{4,30}{4,2} = 1,02$$

Nel caso peggiorativo, si considera una muratura sovrastante di altezza pari a circa 5,40 m con un interasse tra le mensole minimo pari a  $1,40 \text{ m}/2 = 0,70 \text{ m}$ .

Si valuta il momento della mensola considerando solo i carichi in esercizio:

$$M_{SLE} = 3,35 \text{ kNm}$$

Considerato un braccio pari alla profondità di infissione  $P_i=40$  cm, si ottiene un'azione ribaltante pari a:

$$F_R = \frac{3,35 \text{ kNm}}{0,40 \text{ m}} = 8,38 \text{ kN}$$

L'azione stabilizzante data dal soprastante muro è pari a:

$$F_S = 5,40 \text{ m} \cdot 0,70 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 18,00 \text{ kN/m}^3 = 27,22 \text{ kN}$$

da cui:

$$\frac{F_R}{F_S} = 0,31 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.4.4 Corrimano scala

Verrà utilizzato come corrimano un tubolare in acciaio tondo di dimensione 48.3x3 mm.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:	$A=4,27 \text{ cm}^2$
Modulo di resistenza:	$W= 4,55 \text{ cm}^3$
Momento d'inerzia:	$J= 22,00 \text{ cm}^4$
Peso proprio	$p.p. = 0,035 \text{ kN/m}$

##### Schema statico

Trave semplicemente appoggiata alle estremità con luce massima pari a 1,40 m sollecitata da un carico concentrato H dovuto al carico  $H_k$  come da combinazioni di cui al *paragrafo 3.2*.

##### Carico agente

$$H_{SLU} = (1,5 \cdot q) \cdot i = 4,50 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 1,11 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3,15 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W = 1,19 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 64,56 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,93 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,05 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il fissaggio del corrimano al montante verrà eseguito mediante inserimento di un bullone M12 cl. 8.8 da cui:

$$F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{tbk} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 22,27 \text{ kNm}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{V,Rd}} = 0,14 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

#### 4.4.5 Montante scala

Verrà utilizzato come montante un piatto in acciaio rettangolare di dimensione 80x15 mm.

Le caratteristiche geometrico-inerziali dei profili sono:

Area:	$A=12,00 \text{ cm}^2$
Modulo di resistenza:	$W= 16,0 \text{ cm}^3$
Momento d'inerzia:	$J= 64,0 \text{ cm}^4$
Peso proprio	$p.p. = 0,094 \text{ kN/m}$

##### Schema statico

Si procede alla verifica del singolo elemento; in corrispondenza della mezzeria della scala, il montante dovrà essere raddoppiato.

Si considera, pertanto, una trave con schema a mensola di luce massima  $l=1,20 \text{ m}$  sollecitata da un carico concentrato  $H$  dovuto al carico  $H_k$  come da combinazioni di cui al paragrafo 3.2 con area d'influenza  $i=2,00/(2 \cdot \cos 45^\circ)/2 = 0,70 \text{ m}$ .

##### Carico agente

$$H_{SLU} = (1,5 \cdot q) \cdot i = 3,18 \text{ kN/m}$$

##### Azioni di calcolo

$$M_{Ed} = 3,82 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3,18 \text{ kN}$$

##### Verifiche SLU

Considerate le travi realizzate con acciaio tipo S275, il coefficiente  $\gamma_{M0}=1,05$  come da tabella 4.2.VII del DM 17/01/2018, si ottiene i seguenti valori di azioni resistenti:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W = 4,19 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 181,45 \text{ kN}$$

da cui si ottiene:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,91 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,02 < 1 \Rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Si procede nel seguito alla verifica del giunto tra il montante e la mensola della scala, considerando, a favore di sicurezza, l'appoggio posizionato in mezzeria alla scala

### Colonna

Tipo di profilo: T.Re 80x60x40x30

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

### Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

### Trave lato 3-

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

### Flangia:

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 160.0 x 152.0 x 12.0 mm

### Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro gambo  $\varnothing = 10 \text{ mm}$   $A_{res} = 58.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa  $d_m = 17 \text{ mm}$

Diametro foro  $\varnothing_0 = 11 \text{ mm}$

### Rigidità giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini}$  non calcolabile

### Saldature:

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 8 \text{ mm}$

### Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	6360.0	0.0	0.0	0.0	-6436670.0	0.0

### Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 33929.2 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 132278.6 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	26406.8	26406.8
2	26406.8	26406.8
3	26406.8	26406.8
4	26406.8	26406.8

### Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 22619.5 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	100072.7	22619.5	81309.1	22619.5
2	100072.7	22619.5	81309.1	22619.5
3	100072.7	22619.5	81309.1	22619.5
4	100072.7	22619.5	81309.1	22619.5

### Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd}]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y

#### Verifiche sui bulloni

##### 1-Taglio e trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	48.00	-50.00	1590.0	22619.5	2874.7	26406.8	0.148051	Ok
2	48.00	50.00	1590.0	22619.5	25984.5	26406.8	0.773155	Ok
3	-48.00	-50.00	1590.0	22619.5	2874.7	26406.8	0.148051	Ok
4	-48.00	50.00	1590.0	22619.5	25984.5	26406.8	0.773155	Ok

##### 2-Trazione (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	48.00	-50.00	2874.7	26406.8	0.108860	Ok
2	48.00	50.00	25984.5	26406.8	0.984007	Ok
3	-48.00	-50.00	2874.7	26406.8	0.108860	Ok
4	-48.00	50.00	25984.5	26406.8	0.984007	Ok

##### Legenda

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 $VER \rightarrow FV_i \leq 1$

#### Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

##### Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Cordoni	Lung. [mm]	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Ala inferiore interno lato destro	62.0	-60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	62.0	-60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Anima lato destro	104.0	-48.92	0.00	5.41	49.22	Ok
Anima lato sinistro	104.0	-48.92	0.00	5.41	49.22	Ok
Ala superiore interno lato destro	62.0	60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	62.0	60.38	0.00	0.00	60.38	Ok

##### Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Cordoni	Lung. [mm]	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Ala inferiore interno lato destro	62.0	-60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	62.0	-60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Anima lato destro	104.0	-48.92	0.00	5.41	48.92	Ok
Anima lato sinistro	104.0	-48.92	0.00	5.41	48.92	Ok
Ala superiore interno lato destro	62.0	60.38	0.00	0.00	60.38	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	62.0	60.38	0.00	0.00	60.38	Ok

##### Legenda

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone  
 $t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone  
 $\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone  
 $FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$   
 $FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$   
 $VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$

#### Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	7550207.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	6436670.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.852516 \quad \text{Ok}$		

**IL PROGETTISTA STRUTTURALE**

(ing. Valerio Belloni)

Vobarno, dicembre 2022

*Documento sottoscritto digitalmente*