

COMUNE DI ISOLA VICENTINA - VICENZA
Parrocchia di San Giovanni Battista

Piazza Torreselle 22, 36033 Isola Vicentina (VI)
Tel 0444 - 976123 e-mail torreselle@parrocchia.vicenza.it



**RESTAURO CONSERVATIVO DELLA TORRE CAMPANARIA
ADIACENTE LA CHIESA PARROCCHIALE DI SAN GIOVANNI BATTISTA IN TORRESELLE (VI)**

RELAZIONE STRUTTURALE

TAV: **RE02**

LIVELLO DI PROGETTO: DEFINITIVO

PARROCO IN SOLIDUM:

Don Giovanni Castegnaro | Via del Sagarato, 12 Isola Vicentina | Tel. 0444 976123
giovanni.castegnaro12@gmail.com

PROGETTAZIONE e DL ARCHITETTONICA:



Arch. Alessandro Muraro | Via Tre Porte, 13 Isola Vicentina | Tel. 0444 976123
alessandro.muraro89@gmail.com | muraro.alessandro@archivordp.it

PROGETTAZIONE e DL STRUTTURALE:



Ing. Giacomo Goegan | Vicolo del Paradiso 11 Castelfranco Veneto | Tel. 0423 409482
giacomo.goegan@gmail.com | giacomo.goegan@ingpec.eu

SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE:



Studio INGE.CO - Nicola Maschio | Via S.G. Emiliani, 19 Bassano del Grappa |
Tel. 3394484263 | nicola@studioingeco.it | nicola.maschio@pec.it

RILIEVO STRUMENTALE:

Geom. William Cocco | Via Masetto, 25 Isola Vicentina | Tel. 3928274001
willy@studiomanas.it | info@pec.studiomanas.it

RELAZIONE DI RESTAURO:

Argenta Restauri di Pamela Argenta | Vicolo Teatro Vecchio, 21 Bassano del Grappa |
Tel. 3396340421 | pamela.argenta23@libero.it | pamela.argenta@sicurezzapostale.it

Restauratrice Flavia Garimanno | Via Frescobaldi, 3 Bassano del Grappa |
Tel. 3391609023 | flaviagarimanno@gmail.com

RELAZIONE RESTAURO CAMPANE:

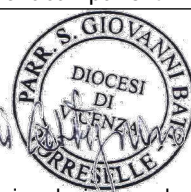


Gloria Campane di Flavio Zambotto e Nicola Zordan | Tel. 3408318492
info@gloriacampane.it | www.gloriacampane.it

VALIDAZIONE: Arch. Alessandro Muraro 24/04/2026

APPROVAZIONE: Don Giovanni castegnaro 24/04/2026

Don Giovanni Castegnaro



1. Sommario

1.	PREMESSA ED INQUADRAMENTO	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	METODO DI CALCOLO.....	5
3.1.	CODICI DI CALCOLO.....	5
3.1.1.	SISMICAD.....	5
3.1.2.	PROFILI V6.....	6
4.	RELAZIONE SUI MATERIALI PER LE STRUTTURE.....	7
4.1.	ACCIAIO PER CARPENTERIA	7
4.2.	BARRE ELICOIDALI.....	7
4.3.	LEGNO PER TRAVI DI SOLAIO.....	8
4.4.	MALTA PER RIPRISTINI E CUCI/SCUSI MURATURA	8
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	9
5.1.	CARICHI DELLE STRUTTURE	9
5.2.	AZIONI ACCIDENTALI – DESTINAZIONE D’USO.....	9
5.3.	COMBINAZIONE DI CARICO	10
6.	TIPOLOGIA DI INTERVENTO	11
6.1.	CLASSIFICAZIONE DELL’INTERVENTO	11
6.2.	STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA	11
7.	INTERVENTI STRUTTURALI IN PROGETTO.....	14
6.1.	NUOVI SOLAIO IN LEGNO – NUOVI CORDOLI IN ACCIAIO.....	14
6.2.	RINFORZO STRUTTURALE PILASTRI CELLA CAMPANARIA.....	21
6.3.	SOSTITUZIONE TIRANTI IN ACCIAIO DEGLI ARCHI IN MURATURA.....	22
8.	CONCLUSIONI.....	25

1. PREMESSA ED INQUADRAMENTO

La presente relazione di calcolo viene redatta dal sottoscritto Ing. Giacomo Goegan, con studio in Vicolo del Paradiso n. 11 a Castelfranco Veneto (TV) ed iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Treviso al n. A4083, per il consolidamento statico, mediante interventi locali, del restauro conservativo della torre campanaria adiacente la Chiesa Parrocchiale di San Giovanni Battista in Torreselle (VI).

A seguito di sopralluoghi ed analisi dell'opera allo stato di fatto sono stati progettati una serie di interventi strutturali locali necessari a risolvere le criticità riscontrate. Questi vengono di seguito elencati:

1. Sostituzione dei solai esistenti con nuovi solai di interpiano in legno con rispettive cerchiature in acciaio perimetrali interne.
2. Realizzazione di due nuovi solai in legno, con medesima tipologia di quelli sostituiti, uno di interpiano al di sotto della cella campanaria e due dentro la cuspide.
3. Rinforzo strutturale dei quattro pilastri in muratura della cella campanaria mediante confinamento puntuale con barre elicoidali $\Phi 10$ mm in acciaio Inox inserite a secco.
4. Sostituzione dei quattro tiranti in acciaio presenti negli archi in muratura della cella campanaria, con posa di nuovi tiranti con profili tondi $\Phi 18$ mm in acciaio S355 e contropiastra esterna in acciaio inox con dimensioni quadrate $200 \times 200 \times 15$ mm. I tiranti sono provvisti di opportuni tenditori con filettature inverse.

Gli interventi descritti vengono a seguire approfonditi, con riporto degli esiti delle verifiche strutturali svolte.

Si riportano inoltre la normativa vigente di riferimento per le opportune verifiche, il metodo di calcolo, le caratteristiche di materiali da impiegarsi ed i software di calcolo impiegati per svolgere le verifiche strutturali riportate.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme e delle seguenti considerazioni normative.

NORME TECNICHE

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 - *“Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971”*.
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.”*
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 - *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*.
- D.M. 14.01.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- D.M. 17.01.2018 – *“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) – *“Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*.

RIFERIMENTI TECNICI

EUROCODICI

- UNI EN 1990:2006 - *“Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale”*.
- UNI EN 1991 - *“Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture”*
- UNI EN 1992 - *“Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo”*.
- UNI EN 1993 - *“Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio”*.
- UNI EN 1996 – *“Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura”*.

3. METODO DI CALCOLO

Lo studio strutturale è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite.

3.1. CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

3.1.1. SISMICAD

Software di calcolo strutturale ad elementi finiti con interfaccia tridimensionale che prevede l'input di elementi in cemento armato, muratura (limitatamente a pareti di tamponamento), acciaio, isolatori sismici, travi tralicciate autoportanti (NPS® e Prem) e la verifica secondo normativa degli elementi in cemento armato con produzione di disegni esecutivi delle armature, relazioni tecniche etc. Prevede inoltre per strutture esistenti le verifiche per interventi di incamiciatura di pilastri anche con elementi in acciaio e rinforzo dei nodi con FRP e metodo CAM. Il software supporta norme italiane, anche le più obsolete per il progetto simulato dell'esistente, ed Eurocodice.

Informazioni sul codice di calcolo e licenza	
Titolo:	SismiCAD
Versione:	SismiCAD Full Smart Edition
Produttore-Distributore:	Concrete s.r.l.
Dati utente finale:	Ing. Giacomo Goegan
Chiave licenza	130642613

3.1.2. PROFILI V6

Software a licenza gratuita del Prof. Piero Gelfi contente il Database dei profilati metallici Doppio T - L - U, profili a L e U accoppiati. Questo permette l'esecuzione di diverse verifiche di resistenza secondo l'Eurocodice 3: Compressione, flessione deviata, presso-flessione, instabilità flesso-torsionale, verifica Bulloni e Saldature, Travi Acciaio-Calcestruzzo-Help sensibile al contesto - plottaggio sezioni. Consente la progettazione di giunti flangiati, connettori acciaio-calcestruzzo

4. RELAZIONE SUI MATERIALI PER LE STRUTTURE

Si riportano nel presente paragrafo le caratteristiche dei materiali da utilizzarsi per la realizzazione delle opere previsti in progetto.

4.1. ACCIAIO PER CARPENTERIA

Per le strutture in acciaio da carpenteria deve essere utilizzato acciaio **S275 e S355**.

S275

Per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k} = 275 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica a rottura $f_{t,k} = 430 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto a snervamento: $f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_m} = 261,9 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto a rottura: $f_{t,d} = \frac{f_{t,k}}{\gamma_m} = 409,52 \text{ MPa}$

Peso specifico $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

Fattore di sicurezza sul materiale per la resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_m = 1.05$

S355

Per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$:

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y,k} = 355 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica a rottura $f_{t,k} = 510 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto a snervamento: $f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_m} = 338,09 \text{ MPa}$

Resistenza di progetto a rottura: $f_{t,d} = \frac{f_{t,k}}{\gamma_m} = 485,71 \text{ MPa}$

Peso specifico $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

Fattore di sicurezza sul materiale per la resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4: $\gamma_m = 1.05$

4.2. BARRE ELICOIDALI

Le barre elicoidali $\Phi 10 \text{ mm}$ devono essere in acciaio Inox AISI 304/316L, tipo Steel Dryfast 10 della ditta Kerakoll, equivalente e/o superiore.

4.3. LEGNO PER TRAVI DI SOLAIO

Il legno da utilizzarsi per la fornitura e posa delle travi dei solai, con sezioni 14×14 cm e 16×16 cm deve essere legno massiccio con Classe C24. Questo presenta le seguenti caratteristiche di resistenza:

		C24
Resistenze [MPa]		N/mm²
flessione	$f_{m,k}$	24.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	14.50
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	21.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50
taglio	$f_{v,k}$	4.00
Modulo elastico [GPa]		kN/mm²
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	7.40
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.37
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.69

4.4. MALTA PER RIPRISTINI E CUCI/SCUSI MURATURA

Per gli interventi necessari di ripristino della muratura ammalorata ed eventuali cucì/scusi si prescrive l'utilizzo di malta M15, tipo Geocalce G Antisismico o tipo Geocalce F Antisismico della ditta Kerakoll. Si possono utilizzare altre malte con caratteristiche simili e/o superiori.

5. ANALISI DEI CARICHI

Per svolgere le opportune verifiche e certificare le strutture progettate si riportano i carichi in essere sulle strutture oltre che il loro peso proprio.

5.1. CARICHI DELLE STRUTTURE

La determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali impiegati viene fatta prendendo come riferimento i pesi specifici riportati nella Tabella 3.1.2 della normativa vigente NTC2018. Per quanto non espresso in suddetta norma si prenderanno come riferimento le indicazioni contenute nell'eurocodice UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1.

In riferimento ai carichi permanenti G2 per i solai oggetto di realizzazione non si prevedono pacchetti di finitura. Tuttavia si considera per il loro dimensionamento, a favore di sicurezza, un carico permanente portato G2 pari a 20 kg/mq.

5.2. AZIONI ACCIDENTALI – DESTINAZIONE D'USO

Le azioni accidentali presenti per i solai da sostituirsi e dei nuovi solai, da utilizzarsi per le rispettive verifiche e certificazioni, sono ricavate da normativa vigente NTC2018, definite al paragrafo "3.1.4. sovraccarichi". Si ricava che l'azione accidentale risulta pari a 50 kg/mq, in quanto i solai vengono utilizzati per la sola manutenzione dell'opera, così come rappresentato nella seguente tabella:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

5.3. COMBINAZIONE DI CARICO

Si riassumono le combinazioni di carico considerate nella presente relazione di calcolo e ricavate dal paragrafo 2.5.3. delle norme tecniche per le costruzioni “NTC2018”.

Combinazione agli Stati Limite Ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione agli Stati Limite di Esercizio SLE Rara:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

6. TIPOLOGIA DI INTERVENTO

6.1. CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

Secondo quanto previsto dal punto 8.4 del D.M. 17-01-2018 (conosciute anche come NTC2018), gli interventi su edifici esistenti si possono classificare secondo quanto segue:

1. Interventi di adeguamento
2. Interventi di miglioramento
3. Interventi locali

Si è quindi valutato in quale dei tre casi previsti dalla normativa ricadesse l'intervento.

Secondo quanto indicato al punto 8.4.1 del D.M. 17-01-2018 “Riparazione o intervento locale” “gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione” pertanto dato che nel presente progetto si interviene in singole parti della costruzione e, citando la norma, “non sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme”, si può concludere che si ricade nel caso dell'INTERVENTO LOCALE e che “la relazione di cui al par. 8.2, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti.”

6.2. STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA

Con riferimento alla Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» si stimano i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza necessari per procedere all'analisi dell'intervento di miglioramento previsto per il fabbricato esistente.

6.2.1. GEOMETRIA

La geometria del fabbricato è stata bene individuata mediante un rilievo accurato dove sono emersi gli spessori delle murature e della copertura. Sono state individuate inoltre tutte le forometrie. Come precedentemente definito si è potuta individuare la tipologia di muratura, realizzata in mattoni pieni e malta di calce.

Infine, in base a quanto riportato al §8.5.3.1 delle Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 si classificano le verifiche sopra indicate come “prove limitate: si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria”.

6.2.2. LIVELLI DI CONOSCENZA

I parametri identificati nel paragrafo precedente sono stati determinati in base al livello di conoscenza acquisito per il fabbricato oggetto di intervento. I livelli di conoscenza sono:

- il livello di conoscenza **LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$.
- il livello di conoscenza **LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$.
- il livello di conoscenza **LC1** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$.

Quindi, in base a quanto riportato, si ha che per il nostro caso il livello di conoscenza raggiunto è LC1 per il quale si ha che i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I per la tipologia muraria in considerazione.
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Questi vengono riportati a seguire.

6.2.3. PROPRIETA' DEI MATERIALI

Come detto si ha la presenza prevalente di muratura in mattoni pieni e malta di calce. Secondo quanto riportato nella tabella C8.5.I della già citata circolare si possono determinare le caratteristiche meccaniche della muratura come segue:

$$f_m = 2.60 \text{ Mpa}$$

$$t_0 = 0.05 \text{ Mpa}$$

$$E = 1500 \text{ Mpa}$$

$$G = 500 \text{ Mpa}$$

$$w = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	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 squadriati	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

Vi sono inoltre elementi in pietra, di cui in prevalenza gli archi sulla cella campanaria. Questi hanno le seguenti caratteristiche:

$$f_m = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$t_0 = 0.018 \text{ Mpa}$$

$$E = 870 \text{ Mpa}$$

$$G = 290 \text{ Mpa}$$

$$w = 19.00 \text{ kN/m}^3$$

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	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 squadriati	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

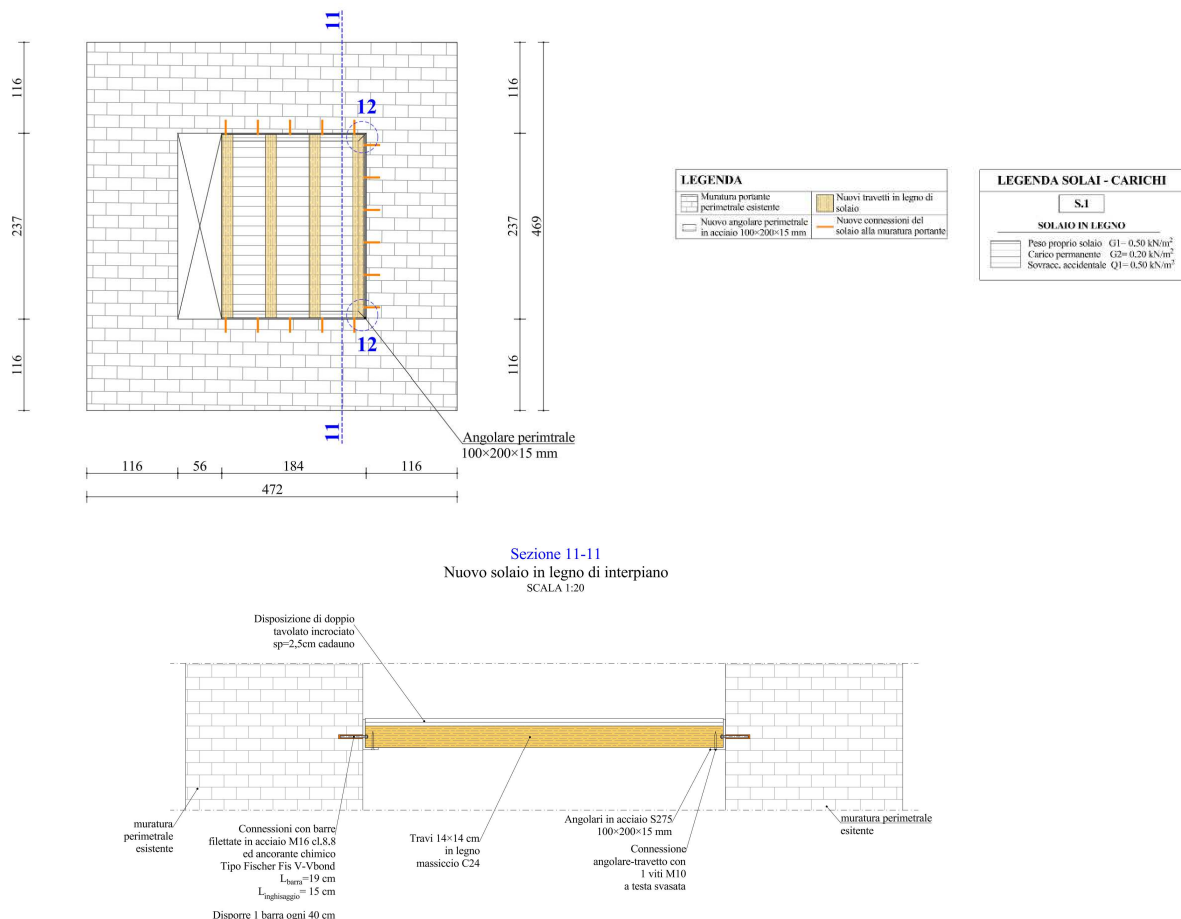
7. INTERVENTI STRUTTURALI IN PROGETTO

Si portano le verifiche strutturali condotte per la progettazione delle opere da realizzarsi per il consolidamento statico del campanile, come definite nel primo paragrafo. Queste vengono trattate e descritte partendo dalla parte inferiore del campanile fino al raggiungimento della sommità. Per tutti i dettagli esecutivi si rimanda agli elaborati grafici esecutivi strutturali allegati alla presente relazione di calcolo.

6.1. NUOVI SOLAIO IN LEGNO – NUOVI CORDOLI IN ACCIAIO

Si prevede la sostituzione dei solai in legno esistenti con nuovi solai in legno e la realizzazione di nuovo all'interno della torre campanaria. Questi risultano caratterizzati da travetti in legno massiccio C24 con sezione 14×14 cm ed interasse pari a 55,5 cm. Superiormente è previsto un doppio tavolato incrociato con spessore complessivo pari a 5 cm (2,5+2,5 cm). I solai scaricano il proprio peso sui maschi murari perimetrali mediante un nuovo profilo angolare in acciaio S275 con sezione $100 \times 200 \times 15$ mm, disposto su tutto il perimetro. I travetti vengono connessi al profilato mediante viti M10 cadauno. Il profilo ad L in acciaio risulta connesso alla muratura mediante l'utilizzo di barre filettate M16 cl.8.8, inghisate con ancorate chimico tipo Fischer Fis V-Vbond oppure equivalente/migliorativo. La posa di tale nuovo profilo consente di creare un nuovo cordolo in acciaio perimetrale di interpiano, il quale, in aggiunta ai nuovi solai con funzionamento a piano rigido, permette di ottenere un sensibile incremento di resistenza sia dal punto di vista statico che sismico dell'intero campanile.

Si riportano a seguire gli esecutivi strutturali dei solai così descritti.



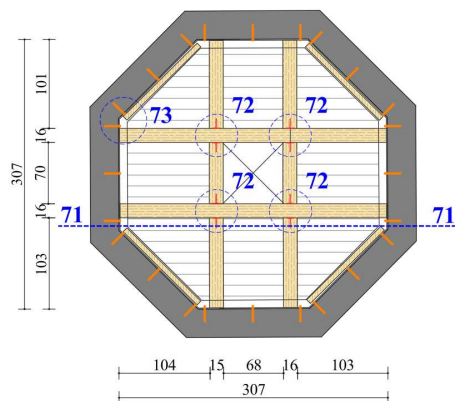
Si prevede inoltre la realizzazione di due nuovi solai in legno, alla base della cuspide, nel suo interno. Questi sono previsti in legno massiccio C24, con travetti di sezione 16×16 cm di interasse pari a 86 cm e doppio tavolato incrociato superiore. Nello specifico si hanno due travetti principali con orditura est-ovest e travetti secondari con orditura nord-sud. Perimetralmente è previsto medesimo profilo in acciaio S275 con sezione ad L $100 \times 200 \times 15$ mm dei solai inferiori. Il profilo ad L in acciaio risulta connesso alla muratura mediante l'utilizzo di barre filettate M16 cl.8.8, inghisate con ancorate chimico tipo Fischer Fis V-Vbond oppure equivalente/migliorativo. Questo ha il primario compito di sostenere il solaio in legno e di creare una nuova cerchiatura in acciaio perimetrale.

I travetti secondari con orditura nord-sud sono connessi da un lato su profilo angolare mentre sull'altro su trave in legno principali mediante l'utilizzo di staffe a scomparsa in alluminio tipo Rothoblass ALUMIDI120.

Si riportano a seguire gli esecutivi strutturali dei solai così descritti.

PIANTA A
BASE CUSPIDE
scala 1:50

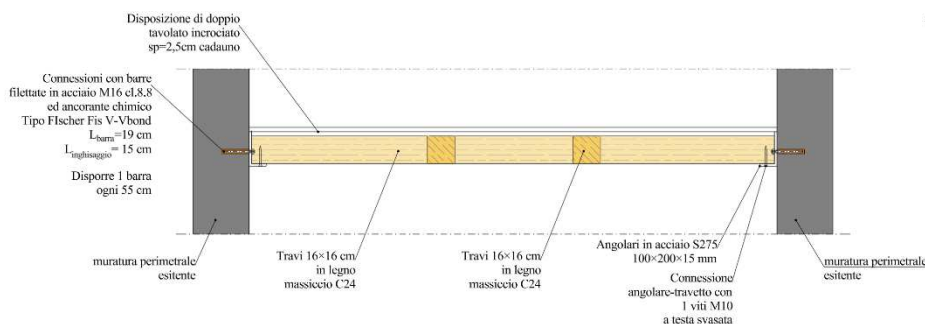
Le seguenti misure strutturali vanno verificate in cantiere
Eventuali modifiche devono essere approvate dal Direttore Lavori Strutturale



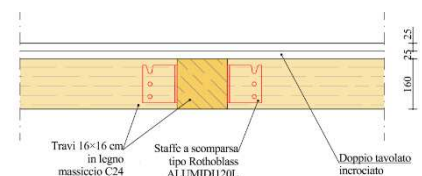
LEGENDA	
	Muratura portante perimetrale esistente
	Nuovo angolo perimetrale in acciaio $100 \times 200 \times 15$ mm
	Nuovi travetti in legno di solaio
	Nuove connessioni del solaio alla muratura portante

LEGENDA SOLAI - CARICHI	
S.1	
SOLAIO IN LEGNO	
	Peso proprio solaio $G1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$
	Carico permanente $G2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$
	Sovracc. accidentale $Q1 = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Sezione 71-71
Nuovo solaio in legno
SCALA 1:20



Sezione 72-72
Connessione travi solaio
SCALA 1:10



Si riportano a seguire le verifiche strutturali dei travetti di solaio, per le due tipologie riportate e delle staffe Rothoblass ALUMIDI120.

1. Solaio in legno massiccio di interpiano, travetti 14×14 cm, interasse 55,5 cm, doppio tavolato incrociato superiore.

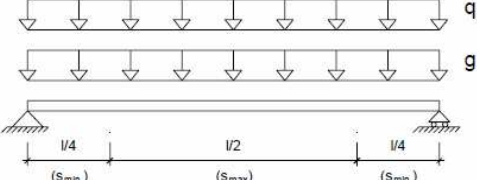
DATI DI PROGETTO					
Caratteristiche geometriche					
Luce di calcolo:	L	=	2340	[mm]	
Interasse tra le travi principali:	i	=	555	[mm]	
Base della sezione:	b	=	140	[mm]	
Altezza della sezione:	h	=	140	[mm]	
Area sezione :	A	=	19600	[mm ²]	
Modulo di resistenza :	W _y	=	4,573E+05	[mm ³]	
	W _z	=	4,573E+05	[mm ³]	
Momento d'inerzia :	I _y	=	3,201E+07	[mm ⁴]	
	I _z	=	3,201E+07	[mm ⁴]	
Carichi					
1) Peso proprio travi principali:			0,12	[kN/m ²]	
2) Peso proprio pianelle / assito:			0,38	[kN/m ²]	
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0,50	[kN/m ²]	
1) Sottofondo:			0,00	[kN/m ²]	
2) Pavimento:			0,00	[kN/m ²]	
3) Tramezzi:			0,00	[kN/m ²]	
4) Isolante			0,00	[kN/m ²]	
5) Altri permanenti:			0,20	[kN/m ²]	
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0,20	[kN/m ²]	
Carico variabile:	Q _k	=	0,50	[kN/m ²]	
Caratteristiche del materiale					
Materiale :	Legno massiccio				
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C24				
Classe di servizio :	Classe di servizio 2				
- Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare					
Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1,50	[-]	
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0,80	[-]	
Combinazione I - perm. + acc.		Media durata (1 settimana - 6 mesi) - Carichi variabili in genere			
k _{mod,I}	=	0,80			
Combinazione II - perm.		Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio			
k _{mod,II}	=	0,60			
Valori caratteristici		Valori di progetto		k_{mod,I}	k_{mod,II}
				0,80	0,60
f _{m,k} [MPa]	24,00	f _{m,d} [MPa]	12,80	9,60	Flessione
f _{t,0,k} [MPa]	14,00	f _{t,0,d} [MPa]	7,47	5,60	Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k} [MPa]	0,50	f _{t,90,d} [MPa]	0,27	0,20	Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k} [MPa]	21,00	f _{c,0,d} [MPa]	11,20	8,40	Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k} [MPa]	2,50	f _{c,90,d} [MPa]	1,33	1,00	Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k} [MPa]	2,50	f _{v,d} [MPa]	1,33	1,00	Taglio

Rigidezza								
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11000	[MPa]				
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	370	[MPa]				
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	7400	[MPa]				
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	690	[MPa]				
Massa								
Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3,50	[kN/m ³]				
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO								
Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1,30					
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1,50					
Carichi variabili	γ_Q	=	1,50					
Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	0,95	0,65	1,11	1,42	12,80	0,08	1,33	Verificato
II perm.	0,53	0,36	0,62	0,79	9,60	0,05	1,00	Verificato
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.								
Limite freccia istantanea :	L/500	$u_{2,ist,lim}$	=	4,68	[mm]			
Limite freccia differita :	L/200	$u_{net,fin,lim}$	=	11,70	[mm]			
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0,20	[-]			
Coefficiente		χ	=	1,20	[-]			
Freccia istantanea (carichi permanenti) :		$u_{1,ist}$	=	0,46	[mm]			
Freccia istantanea (carichi variabili) :		$u_{2,ist}$	=	0,32	[mm]			
Freccia netta finale :		$u_{net,fin}$	=	1,20	[mm]			
$u_{2,ist}$	=	0,32	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	4,68	[mm] Verificato
$u_{net,fin}$	=	1,20	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	11,70	[mm] Verificato
$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$ $u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$ $u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$								

Come riportato tutte le verifiche hanno dato esito positivo.

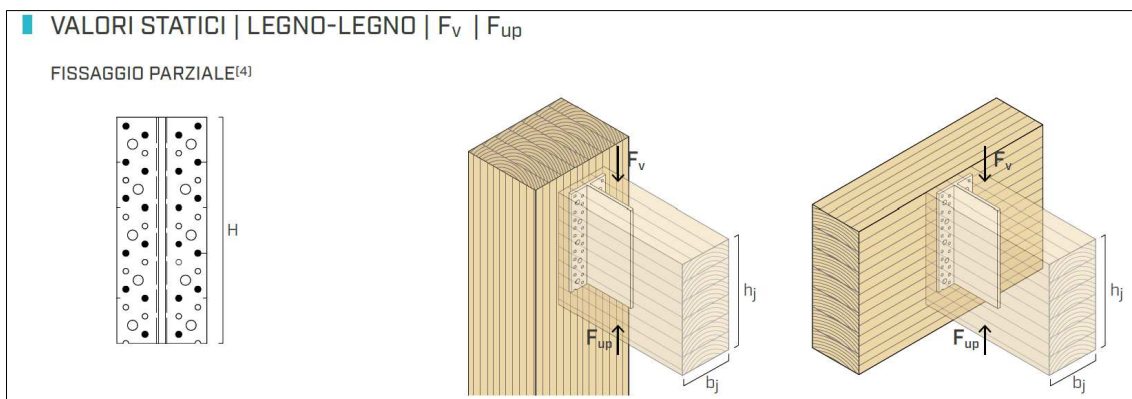
2. Solaio in legno massiccio dentro la cuspide, travetti principali 16×16 cm, interasse 86 cm, doppio tavolato incrociato superiore.

DATI DI PROGETTO				
Caratteristiche geometriche				
Luce di calcolo:	L	=	3045	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	860	[mm]
Base della sezione:	b	=	160	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	160	[mm]
Area sezione :	A	=	25600	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	6,827E+05	[mm ³]
	W _z	=	6,827E+05	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	5,461E+07	[mm ⁴]
	J _z	=	5,461E+07	[mm ⁴]
Carichi				
1) Peso proprio travi principali:			0,10	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:			0,40	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0,50	[kN/m ²]
1) Sottofondo:			0,00	[kN/m ²]
2) Pavimento:			0,00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:			0,00	[kN/m ²]
4) Isolante			0,00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:			0,20	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0,20	[kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	0,50	[kN/m ²]
Caratteristiche del materiale				
Materiale :	Legno massiccio			
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	C24			
Classe di servizio :	Classe di servizio 2			
- Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare				
Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1,50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0,80	[-]
Combinazione I - perm. + acc.		Media durata (1 settimana - 6 mesi) - Carichi variabili in genere		
k _{mod,I}	=	0,80		
Combinazione II - perm.		Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio		
k _{mod,II}	=	0,60		
Valori caratteristici	Valori di progetto	k _{mod,I} 0,80	k _{mod,II} 0,60	
f _{m,k} [MPa] 24,00	f _{m,d} [MPa] 12,80	12,80	9,60	Flessione
f _{t,0,k} [MPa] 14,00	f _{t,0,d} [MPa] 7,47	7,47	5,60	Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k} [MPa] 0,50	f _{t,90,d} [MPa] 0,27	0,27	0,20	Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k} [MPa] 21,00	f _{c,0,d} [MPa] 11,20	11,20	8,40	Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k} [MPa] 2,50	f _{c,90,d} [MPa] 1,33	1,33	1,00	Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k} [MPa] 2,50	f _{v,d} [MPa] 1,33	1,33	1,00	Taglio

Rigidezza								
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11000	[MPa]				
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	370	[MPa]				
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	7400	[MPa]				
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	690	[MPa]				
Massa								
Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3,50	[kN/m ³]				
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO								
Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1,30					
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1,50					
Carichi variabili	γ_Q	=	1,50					
Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	1,47	1,70	2,23	2,49	12,80	0,13	1,33	Verificato
II perm.	0,82	0,95	1,25	1,40	9,60	0,07	1,00	Verificato
								
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.								
Limite freccia istantanea :	L/500	$u_{2,ist,lim}$	=	6,09	[mm]			
Limite freccia differita :	L/200	$u_{net,fin,lim}$	=	15,23	[mm]			
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0,20	[-]			
Coefficiente		χ	=	1,20	[-]			
Freccia istantanea (carichi permanenti) :		$u_{1,ist}$	=	1,18	[mm]			
Freccia istantanea (carichi variabili) :		$u_{2,ist}$	=	0,84	[mm]			
Freccia netta finale :		$u_{net,fin}$	=	3,09	[mm]			
$u_{2,ist}$	=	0,84	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	6,09	[mm] Verificato
$u_{net,fin}$	=	3,09	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	15,23	[mm] Verificato
$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$ $u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$ $u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$								

Come riportato tutte le verifiche hanno dato esito positivo.

Si procede alla verifica delle staffe Rothoblass ALUMIDI120 da impiegarsi. Si riportano i valori di resistenza delle staffe in oggetto, certificate da produttore.



ALUMIDI con spinotti STA

ALUMIDI H ⁽¹⁾ [mm]	TRAVE SECONDARIA		TRAVE PRINCIPALE			
	$b_j \times h_j$ [mm]	spinotti STA Ø12 ⁽³⁾ [pz. - Ø x L]	fissaggio con chiodi		fissaggio con viti	
			LBA Ø4 x 60 [pz.]	$R_{v,k} - R_{up,k}$ [kN]	LBS Ø5 x 60 [pz.]	$R_{v,k} - R_{up,k}$ [kN]
120	120 x 160	3 - Ø12 x 120	22	22,1	22	25,8
160	120 x 200	4 - Ø12 x 120	30	34,4	30	40,6
200	120 x 240	5 - Ø12 x 120	38	46,7	38	54,8
240	120 x 280	6 - Ø12 x 120	46	60,9	46	68,4
280	140 x 320	7 - Ø12 x 140	54	77,6	54	87,0
320	140 x 360	8 - Ø12 x 140	62	93,0	62	102,4
360	160 x 400	9 - Ø12 x 160	70	114,6	70	124,7
400	160 x 440	10 - Ø12 x 160	78	128,9	78	141,0
440	160 x 480	11 - Ø12 x 160	86	145,1	86	154,9

Come riportato la resistenza caratteristica a taglio della staffa è pari 25,8 kN, con l'utilizzo di spinotti STA Ø12 e viti Ø5×60. La resistenza di progetto ha taglio ha quindi valore pari a $F_{v,rd}=13,76$ kN.

Si determina l'azione massima di taglio sollecitante su ciascuna delle presenti quattro staffe. Questa risulta pari alla superficie di solaio di influenza per i carichi presenti, amplificati agli Stati Limite Ultimi.

L'azione massima di taglio sollecitante su ciascuna staffa risulta, a favore di sicurezza, pari a $F_{v,sd,Slu}=1,2$ kN.

Si procede quindi alla verifica a taglio:

$$F_{v,sd,Slu}=1,2 \text{ kN} < F_{v,rd}=13,76 \text{ Kn}$$

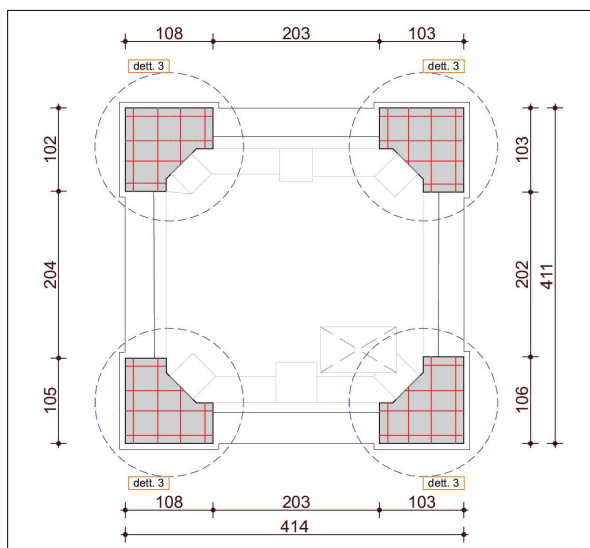
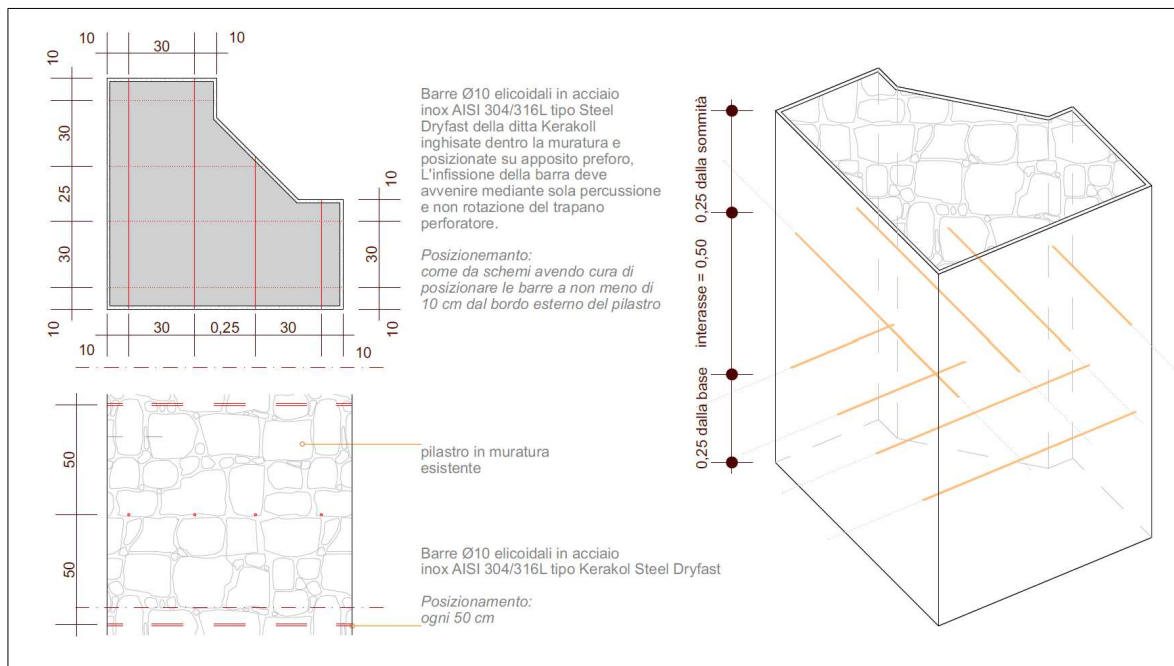
Verifica soddisfatta

Grazie a verifiche a taglio svolte si definisce che le barre di acciaio M16 cl.8.8 inghisate con ancorante chimico sui maschi murari perimetrali sono ampiamente verificate a taglio e taglio-trazione. Queste risultano idonee per il loro utilizzo.

6.2. RINFORZO STRUTTURALE PILASTRI CELLA CAMPANARIA

L'intervento prevede il rinforzo strutturale dei quattro pilastri presenti nella cella campanaria, a sostegno della cuspide del campanile. Questi hanno sezione assimilabile ad L con lati di lunghezza variabile dai 102 ai 108 cm.

L'intervento prevede il confinamento dei pilastri mediante l'utilizzo di barre elicoidali $\Phi 10$ mm in acciaio Inox, tipo Steel Dryfast 10 della ditta Kerakoll, da inserirsi a secco mediante la realizzazione degli appositi prefori. Si riportano gli esecutivi strutturali dell'intervento in progetto:



L'intervento di confinamento con barre elicoidali permette di incrementare notevolmente la resistenza a pressoflessione ed a taglio dei pilastri in muratura. Data l'irregolarità geometrica dei pilastri si prevede l'inserimento di barre con interasse orizzontale pari a circa 25/30 cm ed interasse verticale pari a 50 cm.

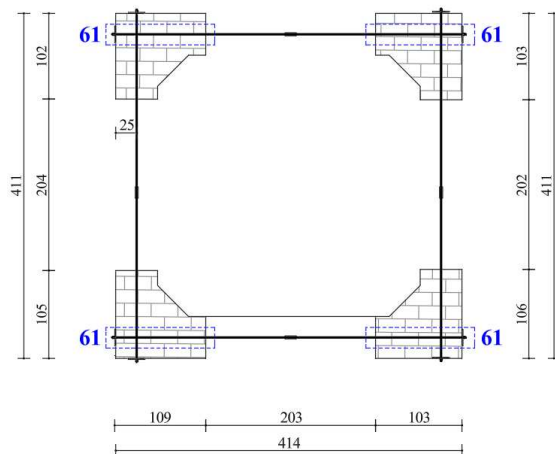
6.3. SOSTITUZIONE TIRANTI IN ACCIAIO DEGLI ARCHI IN MURATURA

Si prevede la sostituzione dei tiranti in acciaio presenti in corrispondenza degli archi in muratura della cella campanaria. Questi, oltre ad essere sostituiti con barre di diametro 18 mm in acciaio S355, vengono traslati in posizione superiore, di circa 30 cm. Le barre vengono previste passanti sulle spalle degli archi in muratura, con il posizionamento alle estremità di piastra in acciaio inox con dimensioni 200×200 mm, spessore 12 mm. Ciascuno dei quattro tiranti è provvisto di tenditore a filettatura inversa.

Si riportano gli esecutivi strutturali come descritti:

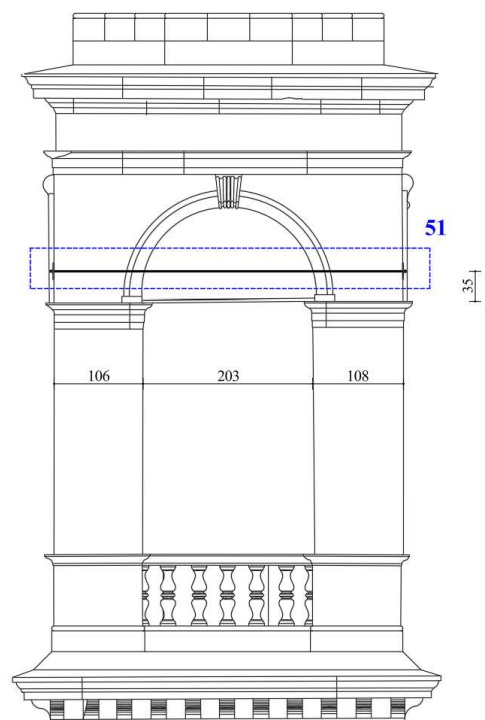
PIANTA COLONNE IMPALCATO
scala 1:50

Le seguenti misure strutturali vanno verificate in cantiere
Eventuali modifiche devono essere approvate dal Direttore Lavori Strutturale



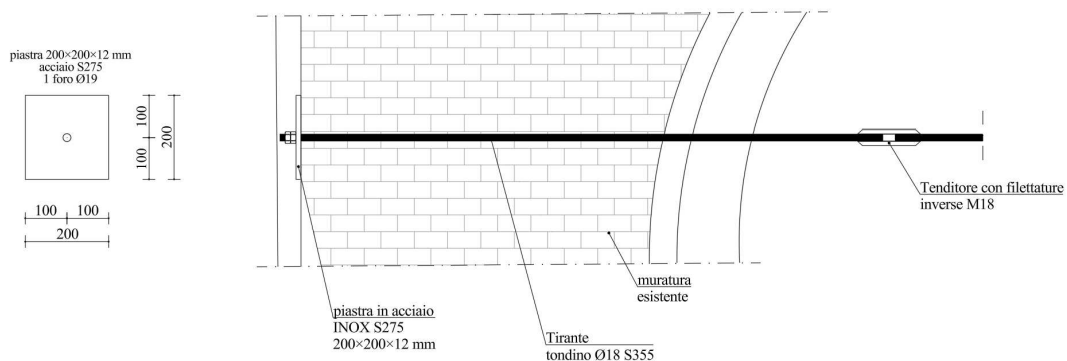
PROSPETTO
scala 1:50

Le seguenti misure strutturali vanno verificate in cantiere
Eventuali modifiche devono essere approvate dal Direttore Lavori Strutturale



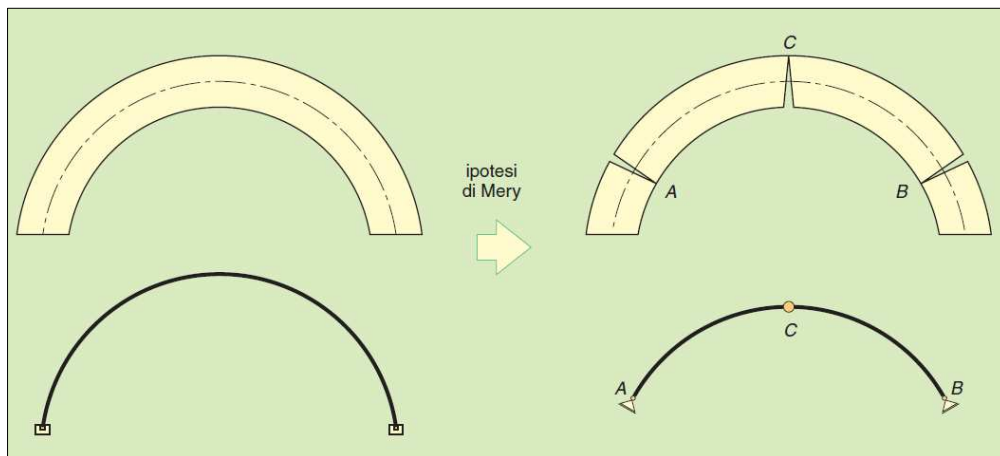
Dettaglio 61
Tirante Ø18 - Pilastri in muratura esistente

SCALA 1:10
Quote in [mm]



Si procede al dimensionamento e verifiche del tirante in acciaio. Si deve quindi determinare l'azione orizzontale sollecitante alle estremità dell'arco. L'arco in muratura in pietra risulta realizzato con spessore pari a circa 40 cm. Questo è caratterizzato da un'ampiezza pari a circa 2,04 m e un raggio pari a 1,02 m.

L'arco risulta della tipologia a tutto sesto. Per la verifica dell'arco si ricorre al criterio di Mery, valido nel caso di luci limitate, di andamento circolare o parabolico dell'asse e di carichi simmetrici, come nel nostro caso.



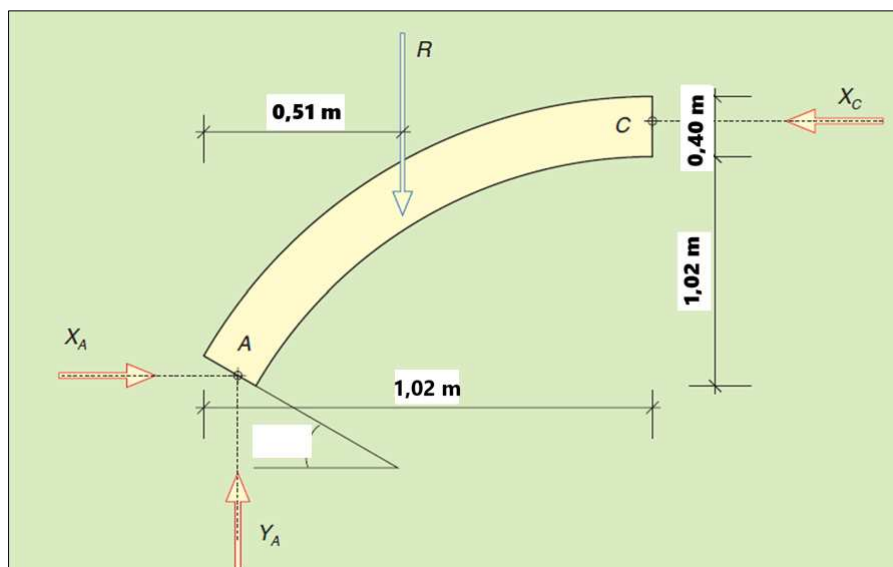
Secondo tale criterio, all'aumentare del carico, la fessurazione inizia all'estradosso delle sezioni di reni e all'intradosso della sezione di chiave. In questa situazione, che può essere considerata come uno stato limite di collasso, nelle tre sezioni indicate è consentita la rotazione e si ha un comportamento a cerniera. Si può quindi assumere per il calcolo dell'arco lo schema di arco a tre cerniere impostato sulle sezioni di rene.

DETERMINAZIONE SOLLECITAZIONI AGENTI SULL'ARCO – RISOLUZIONE ANALITICA

Si determinano i carichi gravanti, ossia la determinazione della risultante R. Si provvederà allo studio di metà arco, in quanto simmetrico. Questi si dividono in:

- Peso proprio semiarco (G1): $w \times t \times L = 19.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.4 \text{ m} \times 1.02 \text{ m} = 7.75 \text{ kN}$
- Peso portato superiore (muratura, G2, a favore di sicurezza) = 29,5 kN

Per la verifica strutturale possono bastare due sole suddivisioni in conci del semiarco per determinare la risultante dei carichi R. Le reazioni vincolari si calcolano imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al terzo medio inferiore della sezione di rene.



Allo stato limite ultimo si ricava il peso gravante sull'arco:

$$P_{slu} = G_{k1} \times \gamma_{gk1} + G_{k2} \times \gamma_{gk2} = 7.75 \times 1.3 + 48 \times 1.5 = 82.08 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi l'azione orizzontale sollecitante agli SLU:

$$X_A = 40,88 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione di barra $\Phi 18$ in acciaio S355 è pari a 86 kN.

Si verifica quindi:

$$X_{A,slu} = 40,88 \text{ kN} < F_{rd} = 86 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

8. CONCLUSIONI

Sulla scorta dei risultati ottenuti dalle verifiche svolte sugli elementi strutturali principali e secondari, quali verifiche agli Stati Limite Ultimi SLU e Stati Limite di Esercizio SLE, si evince che tutte hanno dato esito positivo.

Con la presente relazione di calcolo si certificano quindi gli interventi previsti in progetto per il consolidamento statico mediante interventi locali della torre campanaria adiacente la Chiesa Parrocchiale di San Giovanni Battista in Torreselle (VI), per i carichi definiti al paragrafo 6 e nel rispetto della normativa vigente NTC2018.

Castelfranco Veneto

18 Aprile 2026

IL TECNICO

Ing. Giacomo Goegan

