

CHIESA della CONVERSIONE di S. PAOLO
sita nel Comune di Ferrara - Località Porporana
via Martelli n. 315
elenco Beni culturali n. ord. 2080

Legale rappresentante: don GRAZIANO DONÀ

SISMA IN EMILIA-ROMAGNA
INTERVENTI DI RIPARAZIONE DEL DANNO
CON RAFFORZAMENTO LOCALE
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

Oggetto:

- Relazione tecnica e di calcolo

Scala:

Numero:

REL S01

Data:

Dicembre 2017

Tecnici:

- per la parte architettonica

Arch. Cristina Nagliati
via Bartolino da Novara n. 1/A - Ferrara
cel. 328.46.28.450 - fax 0532.18.60.840

Arch. Gian Paolo Rubin
via Ravenna n. 703/A - Ferrara
cel. 329.62.56.319 - telefax 0532.76.33.47

- per la parte strutturale

Ing. Denis Zanetti
via Mulinetto n. 35 - Ferrara
Tel. 0535.76.51.17 - fax 0532.76.95.13

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE DELLA CHIESA PARROCCHIALE DI RAVALLE	3
2.1	DESCRIZIONE DELL'ASSETTO STRUTTURALE.....	3
2.2	DESCRIZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO E DEL DANNO CONSEGUENTE AL SISMA DEL 2012	7
3	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO	14
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	15
5	CRITERI E PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	16
6	AZIONI DI PROGETTO	18
6.1	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1.1	Carichi in copertura – STATO DI FATTO	18
6.2	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	19
6.3	CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	27
7	VERIFICHE ALLO STATO DI FATTO	29
7.1	VERIFICHE STATICHE SULLE MURATURE VERTICALI	29
7.2	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE ALLO STATO DI FATTO	32
7.3	VALUTAZIONI SULLA VULNERABILITA' LOCALE ALLO STATO DI FATTO	36
7.4	CONCLUSIONE DELLE VERIFICHE DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO	44
8	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	45
9	VALUTAZIONE CONVENZIONALE DEL MIGLIORAMENTO GLOBALE	51
10	DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON UNA RETICOLARE DI COPERTURA	53
10.1	DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON UNA RETICOLARE DI COPERTURA	53
10.2	DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON CATENE IN ACCIAIO INOX	62
10.3	INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DEL TIMPANO DI FACCIATA	64
10.4	INTERVENTO DI POSTCOMPRESSIONE DEI PINNACOLI	66
10.5	VERIFICHE STATICHE IN COPERTURA	68

1 PREMESSA

La presente relazione è a corredo del **progetto esecutivo** per le opere strutturali nell'ambito degli interventi di riparazione del danno e con rafforzamento locale post sisma per Chiesa Parrocchiale di PORPORANA , che, per il pesante danneggiamento subito, rientra nelle opere inserite nel piano della ricostruzione di cui all'Ordinanza commissariale 14/2014.

Occorre evidenziare sin d'ora che l'importo previsto a piano risulta alquanto modesto, soprattutto se rapportato al livello di danneggiamento rilevato, ragion per cui il piano di intervento è limitato alla riparazione del danno con interventi mirati alla riduzione delle principali vulnerabilità.

2 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE DELLA CHIESA PARROCCHIALE DI RAVALLE

2.1 DESCRIZIONE DELL'ASSETTO STRUTTURALE

La Chiesa rientra in un piccolo aggregato edilizio comprensivo di canonica ed altri piccoli edifici in cui sono inglobati la canonica, il campanile, la sagrestia e la cappella d'inverno.

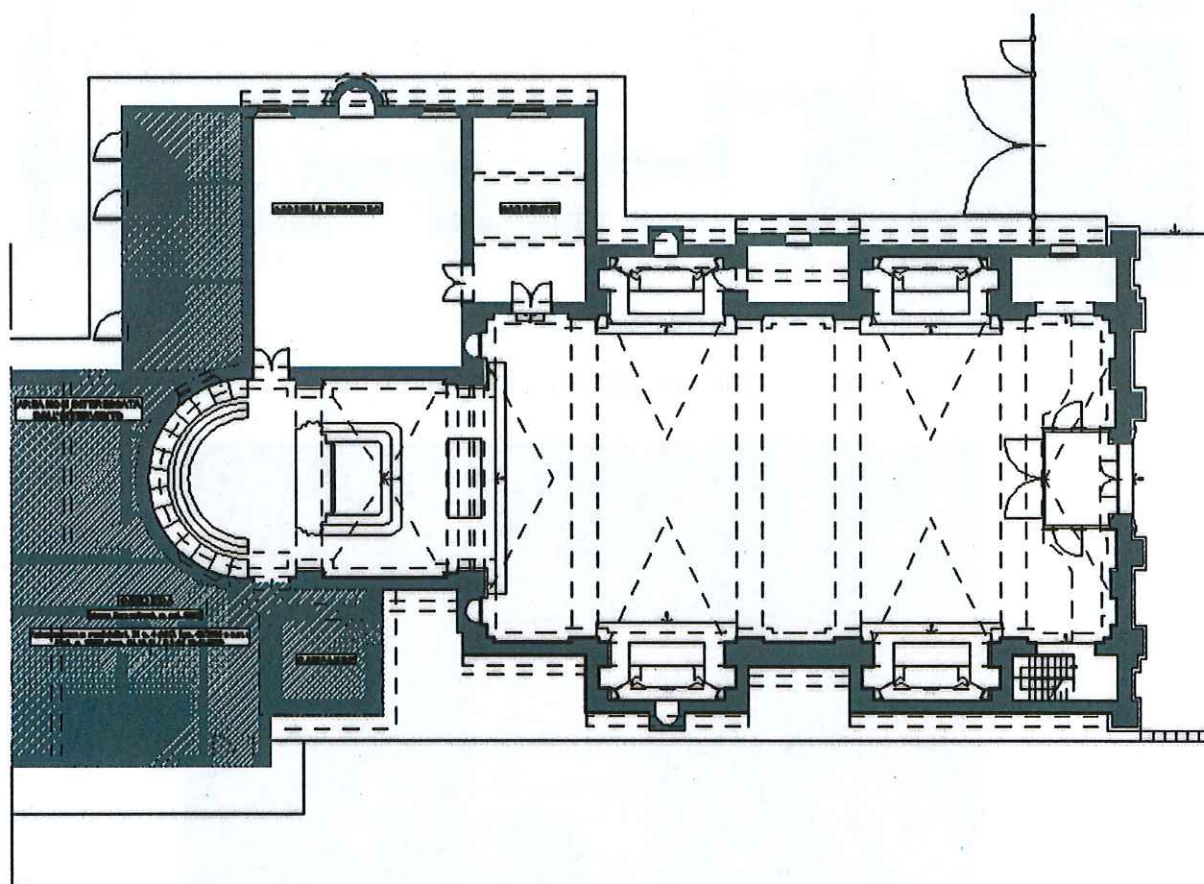


Fig. 1 - Aggregato edilizio in cui rientra la Chiesa

Il presente finanziamento è esteso alla chiesa, alla sagrestia ed alla cappella d'inverno, mentre le rimanenti unità strutturali sono già state ricomprese in altro piano di opere già concluse.

L'assetto strutturale della chiesa è a navata singola, priva di transetto, con abside a pianta semicircolare con cappelle laterali di piccole dimensioni.

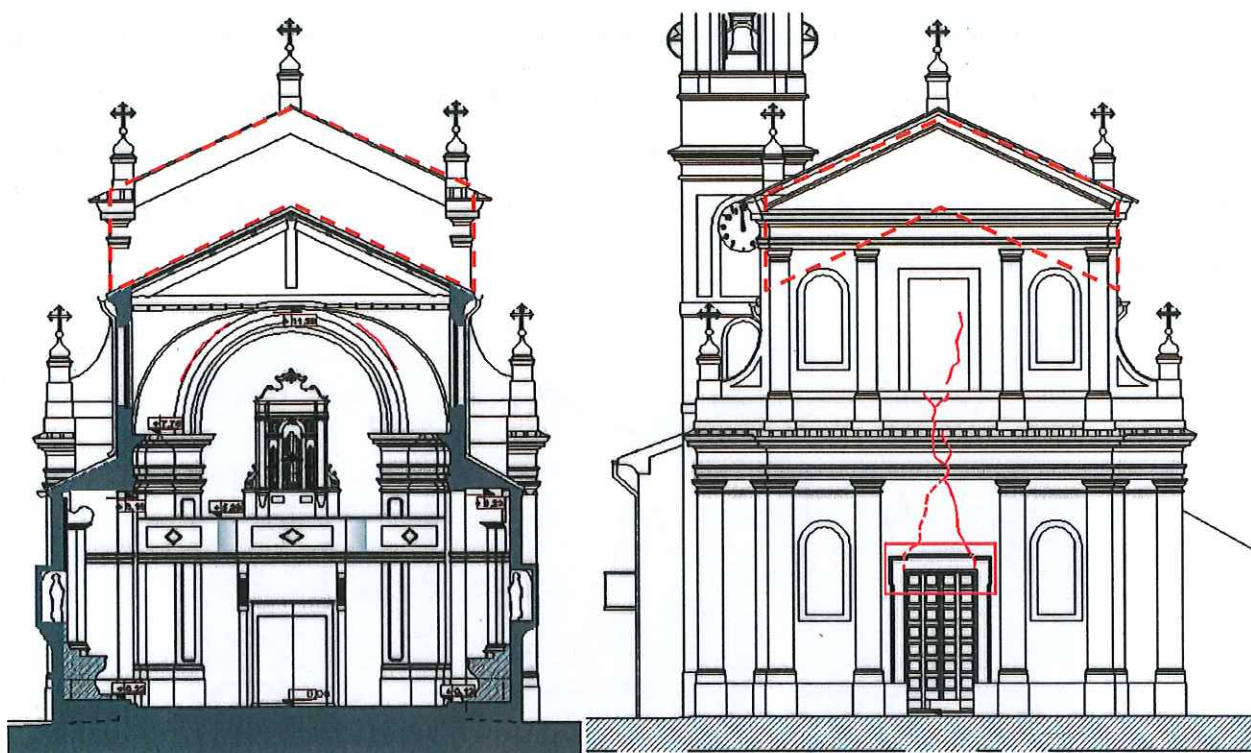


Fig. 3 - Facciata – in evidenza il timpano sommitale



Fig. 4 - Prospetto nord

Tutti i soffitti sono in arella, fissati mediante centine in legno alle strutture di copertura composte da una serie di capriate semplici in legno di dimensioni variabili in funzione della luce da ricoprire. Il coperto è a triplice orditura (capriate, secondario e terzere) su cui si imposta il piano delle tavelle. Si riscontrano alcune criticità legate ad orditura secondaria degradata per marcescenza ed a terzere spezzate.



Foto 2 – terzera spezzata



Foto 3 – presenza di una catena metallica ossidata, visibili le lesioni dell'arco trionfale.

2.2 DESCRIZIONE DEL QUADRO FESSURATIVO E DEL DANNO CONSEQUENTE AL SISMA DEL 2012

A seguito del sisma del 2012 è stato riscontrato un quadro fessurativo diffuso, seppur non grave, che però ha messo in evidenza le principali vulnerabilità del fabbricato.

Si rilevano lesioni da meccanismo incipiente da ribaltamento della facciata ad andamento verticale e passanti, ovvero visibili sia in prospetto che dall'interno (foto a seguire)

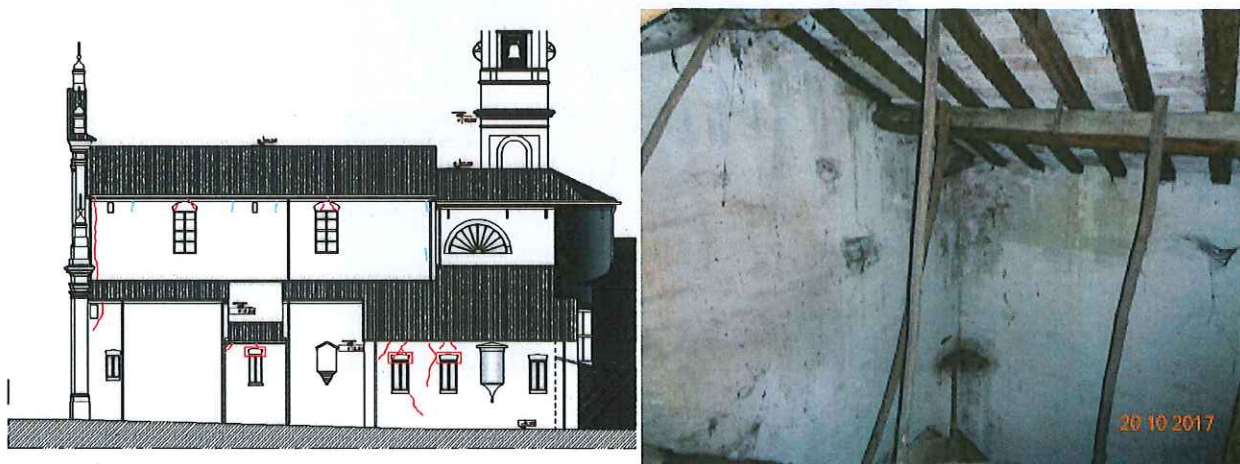


Fig. 5 - Lesioni da ribaltamento della facciata

Numerose lesioni interessano i corpi annessi della sagrestia e della cappella d'inverno, in parte riconducibili alla scarsa qualità della muratura (principalmente per gli architravi) in parte alle carenze negli ammorsamenti (attacco tra corpo della chiesa ed edifici annessi)



Foto 4 - Lesioni e sconnessioni degli architravi della cappella d'inverno



Foto 5 - Distacco tra la cappella d'inverno ed il corpo della Chiesa

Risulta interessata dai danneggiamenti anche la facciata, con lesioni che interessano l'architrave e si sviluppano con andamento verticale.

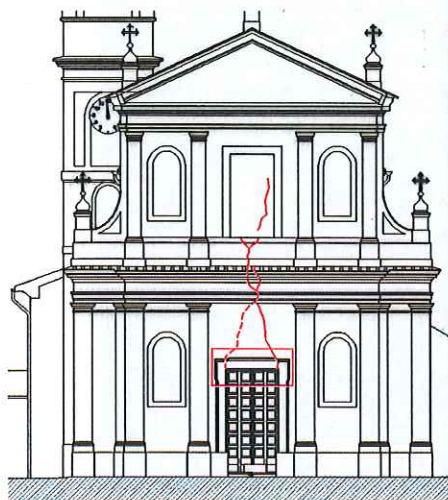


Foto 6 - Lesioni in facciata

Il setto in muratura soprastante l'arco trionfale presenta vistose lesioni, nonostante la presenza di una catena ordita trasversalmente e posta ad estradosso dell'arellato.

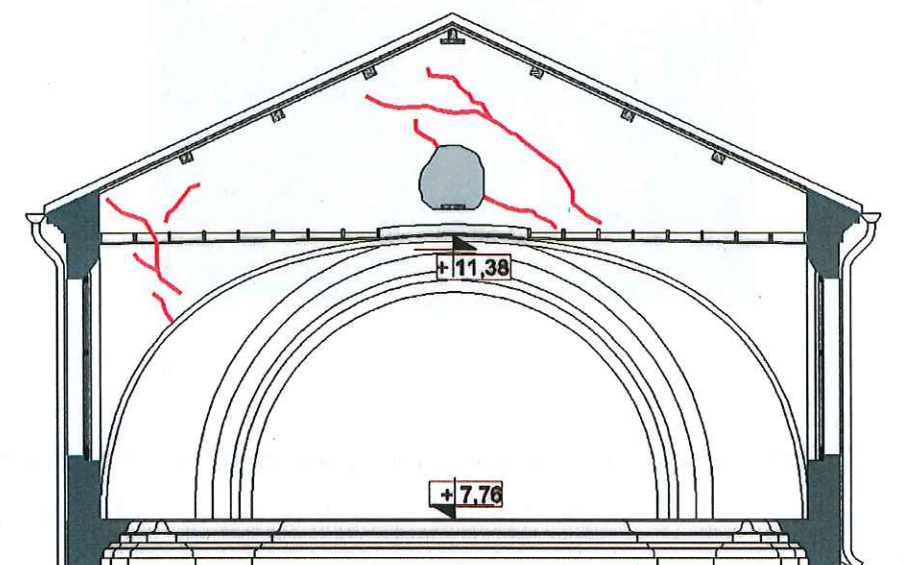


Figura 6 – lesioni dell'arco trionfale





Foto 7 a.b.c.d.e

Gli interni della Chiesa presentano vistose lesioni in corrispondenza degli archi longitudinali che conformano le piccole cappelle e delle "voltine" laterali in foglio. La linea di frattura segue chiaramente la sezione debole, rappresentata dall'allineamento tra il succitato arco e la soprastante finestra.

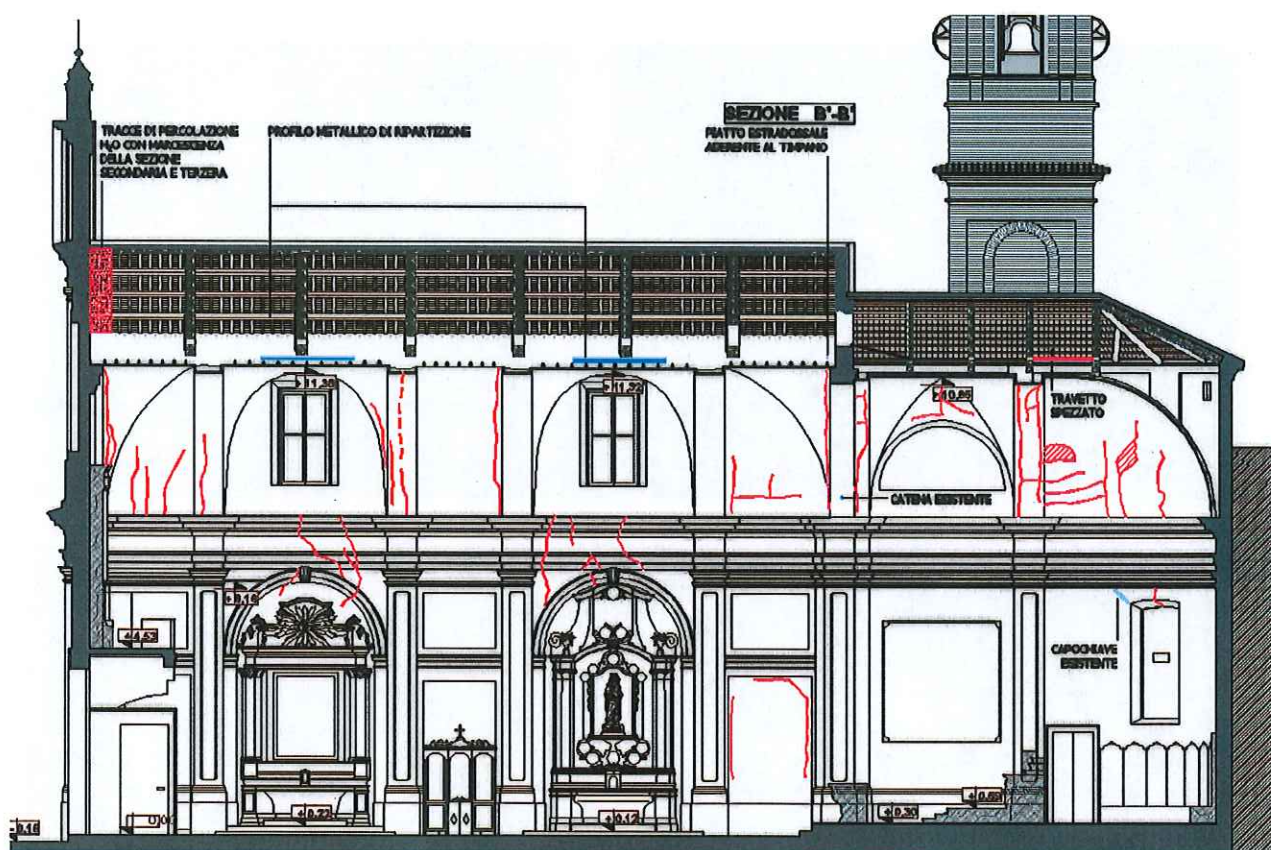


Figura 7 – Lesioni navata longitudinale



Foto 8 - Lesioni per gli archi in foglio delle cappelle



Foto 9 – Lesioni navata



Foto 10 – lesioni verticali per le cappelle laterali

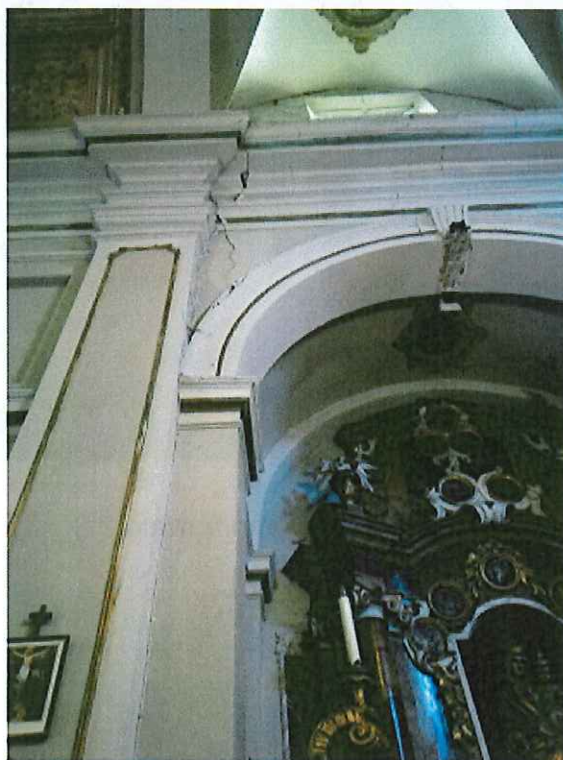


Foto 11 – lesioni verticali



Foto 12 – Lesioni archi longitudinali

Per quanto riguarda le strutture orizzontali, non essendo presenti volte in muratura (se si escludono le piccole voltine in foglio ad estradosso delle cappelle laterali), il danno è diffuso su arelle e cornicioni in stucco.



Foto 13 – lesioni arellato

Le strutture lignee manifestano fenomeni di degrado con perdita del collegamento alla muratura in corrispondenza dell'attacco con la facciata, ovvero all'appoggio dell'orditura secondaria, mentre dall'analisi dei prospetti si rileva la presenza di capochiave esistenti di collegamento tra la testa della capriata e la muratura perimetrale.

3 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

Denominazione del fabbricato: Chiesa della Conversione di S. PAOLO in località PORPORANA
– via Martelli n° 315.

Categoria di intervento: INTERVENTI LOCALI PER LA RIPARAZIONE DEL DANNO.

Gli interventi da prevedersi presso il la Chiesa Parrocchiale di Porporana a seguito degli eventi sismici del maggio 2012 sono da classificarsi come INTERVENTO LOCALE ai sensi del capitolo 8 delle NTC 2008.

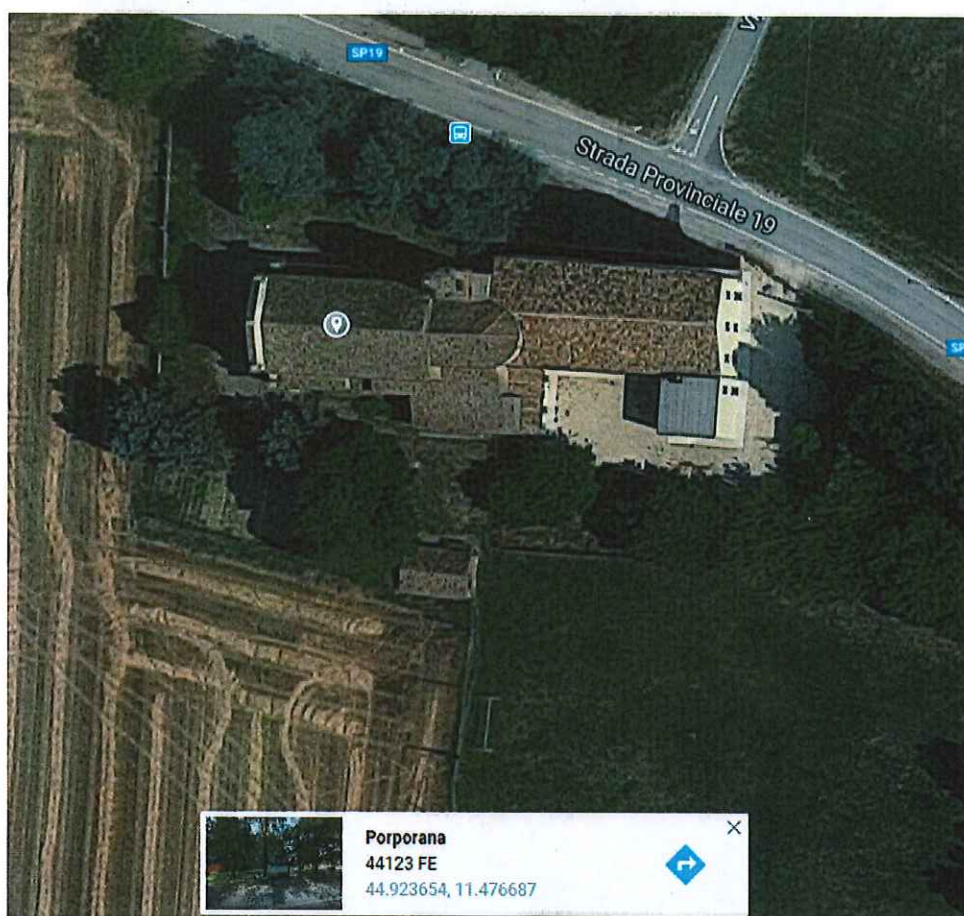


Foto 14 – Vista Planimetrica dell' aggregato

Progettista Strutturale: Ing. Denis Zanetti

Progettista Architettonico: Arch. Gian Paolo Rubin

Ubicazione intervento: via Martelli n° 315, loc. PORPORANA - FERRARA

Longitudine: 44.923654

Latitudine: 11.476687

Destinazione d'uso: edificio di culto

Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: III

NORMATIVA DI RIFERIMENTO PRINCIPALE: NTC 2008

Categoria sottosuolo: C

Suscettibilità a liquefazione: NO

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008 e pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04.02.2008)
- Circolare 2.02.2009. n 617 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008.
- Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni
- UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1996-1-1:2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura. Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- DGR 687/2011 Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'art.9, comma 4 della L.R.19/2008.
- CNR-DT/206 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno";
- CNR-DT/200-R1 2013 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

5 CRITERI E PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

L'impostazione generale del lavoro è stata strutturata sulla base dell'esperienza maturata nell'ambito delle analisi di vulnerabilità sismica di edifici di interesse storico e culturale e della progettazione di interventi di miglioramento sismico e riduzione del livello di rischio, seguendo i precisi indirizzi metodologici riportati nelle "Linee Guida per la Valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008".

La fase di verifica e progettazione è stata preceduta dalla ricerca storica e di rilievo geometrico-architettonico svolto con la collaborazione di tecnici e riportati in allegato.

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sottosuolo, è stata condotta una campagna di indagini da parte del Dott. Geol. Veronese articolata nelle seguenti fasi:

- Esecuzione di N.1 prove penetrometriche statiche tipo SCPTU spinte sino alla profondità massima di -30 metri dal p.c.

Sulla base di quanto emerso, il terreno è di categoria C e presenta un rischio di liquefazione con $I_{pl}=0$ che, ovvero nullo.

Obiettivo finale della fase di indagine e di analisi delle caratteristiche costruttive del fabbricato è stato quello di delineare un piano di interventi per la riparazione del danno. La progettazione degli interventi è stata impostata sul principio base dell'individuazione di un stretto legame di causalità tra danno da sisma ed intervento. L'obiettivo perseguito con il progetto è quello di riparare i danni da sisma e di eseguire interventi di miglioramento finalizzati a contrastare le vulnerabilità principali del fabbricato evidenziate dal terremoto del 2012, calibrando agli obiettivi della massima sicurezza con la necessità di preservare le caratteristiche culturali del bene. Le linee guida forniscono indicazioni generali per la scelta degli interventi di miglioramento sismico da effettuare sugli edifici in muratura che sono state utilizzate quali riferimento anche nella stesura del presente progetto preliminare. In questo contesto, dove emergono nel campo del restauro varie formulazioni applicative, il Ministero riconosce la propria base teorica nelle linee di metodo del cosiddetto "restauro critico-conservativo" che ravvisa la necessità di ripercorrere criticamente l'opera, dal momento della sua concezione a oggi, e individua in alcuni concetti guida i più elementari criteri del moderno concetto di

restauro: distinguibilità degli interventi, reversibilità, compatibilità, rispetto dell'autenticità e minimo intervento.

6 AZIONI DI PROGETTO

6.1 ANALISI DEI CARICHI

6.1.1 Carichi in copertura – STATO DI FATTO

Peso manto di copertura 60 daN/mq

Peso tavelle 60 daN/mq

Peso strutture di copertura 50 daN/mq

Totale carichi permanenti: 170 daN/mq

Carichi accidentali (NEVE): 80 daN/mq

6.1.1.1 Carichi in copertura – STATO DI PROGETTO: INVARIATO

L'intervento prevede solo la realizzazione di una reticolare in corrispondenza della prima campata a tergo della facciata per un maggiore peso di circa 13 daN/m limitatamente a tale area.

6.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Sulla base dei dati relativi alle destinazioni d'uso presenti ed alle caratteristiche geomorfologiche del sito è stata definita l'azione sismica di riferimento nell'esecuzione delle verifiche per i diversi stati limite. Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta fornito dalla normativa, opportunamente tarato sulla base dei coefficienti specifici per la tipologia di opera, per il sottosuolo e le caratteristiche del sito su cui sorge.

VITA NOMINALE

La vita nominale di un fabbricato, sulla base della definizione fornita al paragrafo 2.4.1 delle NTC, è la durata alla quale si deve fare riferimento per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità dell'edificio.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 2.4.1 delle NTC 2008

Trattandosi di edificio caratterizzato da luci che, per quanto notevoli, non possono ritenersi eccezionali e tipologie costruttive appartenenti alla tradizione di zona, oltre che essendo un edificio esistente, l'analisi è condotta utilizzando una vita utile nominale di riferimento pari a 50 anni.

CLASSE D'USO

Per l'analisi sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione dell'operatività o di un eventuale collasso, il fabbricato viene fatto ricadere nella classe III

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione, quantificato moltiplicando la vita nominale V_N (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione

$$C_U (V_R = V_N \cdot C_U)$$

riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{vr}

corrispondente allo Stato Limite (SL) considerato, il periodo di ritorno T_r di riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito dalla tabella seguente:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in esame $C_U = 1.5$, da cui $V_R = 75$ anni

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

Per quanto riguarda il modello stratigrafico, il punto investigato con la prova penetrometrica statica con punta elettrica CPTU ha rilevato:

- Da p.c. fino a -0,50 m da p.c. uno strato di terreni costituiti da sedimenti prevalentemente coesivi sovraconsolidati per essiccamento con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 40,6 kg/cm²,
- Da -0,50 m da p.c. fino a -2,00 m da p.c. terreni costituiti da sedimenti prevalentemente coesivi sovraconsolidati per essiccamento con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 24,7 kg/cm²,
- - da -2,00 m da p.c. fino a -4,20 m da p.c. un banco costituito da sedimenti prevalentemente coesivi consistenti con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 11,5 kg/cm²,
- - da -4,20 m da p.c. fino a -10,00 m da p.c. uno strato di terreni costituiti da sedimenti prevalentemente granulari moderatamente addensati con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 56,9 kg/cm²,
- - da -10,00 m da p.c. fino a -14,00 m da p.c. terreni costituiti da sedimenti prevalentemente granulari addensati con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 122,7 kg/cm²,
- - da -14,00 m da p.c. fino a -30,00 m da p.c. (massima profondità d'investigazione) un banco di sedimenti prevalentemente granulari molto addensati con un valore di resistenza alla punta medio R_p di 214,1 kg/cm².

Dalle indagini emerge un terreno classificabile sismicamente come sottosuolo di tipo C, con rischio di liquefazione trascurabile ($I_{pl} < 2$)

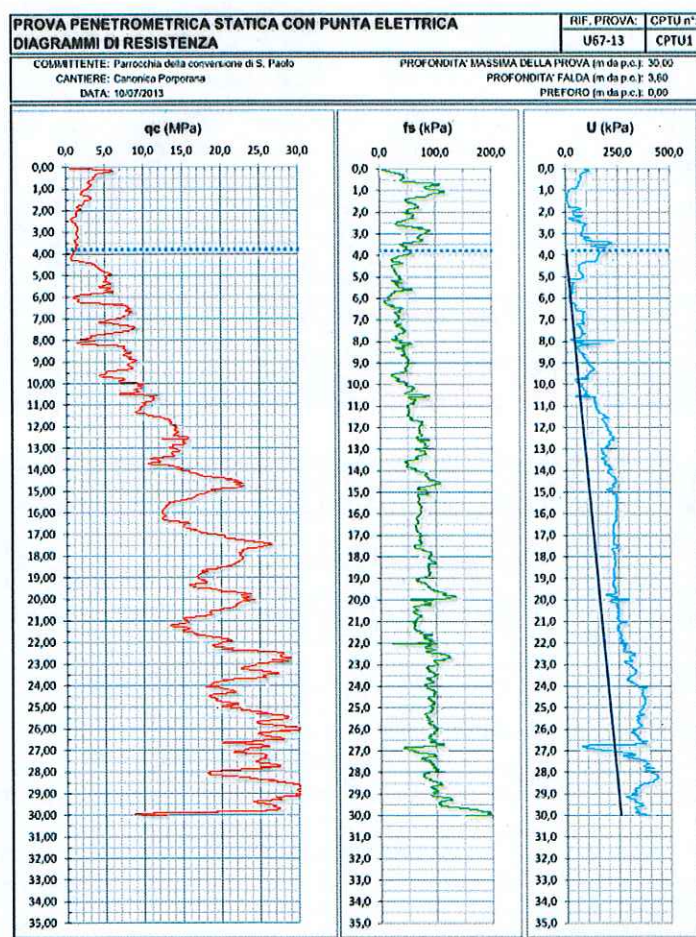
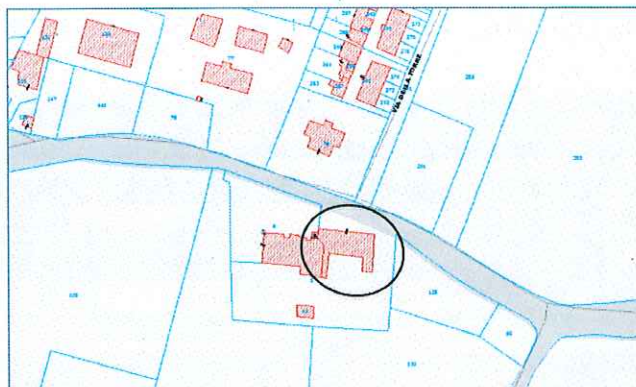


Figura 8 - Profilo stratigrafico del sito

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il valore dei parametri caratteristici per la definizione degli spettri elastici di riferimento è desunto dal programma Spettri NTC.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 11.47669
 LATTITUDINE: 44.92365

☐ Ricerca per comune

REGIONE: Emilia-Romagna
 PROVINCIA: Ferrara
 COMUNE: Ferrara

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione eu 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 50 info
 Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto
 Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 75 info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE	$SLO - P_{V_R} = 81\%$	$SLD - P_{V_R} = 63\%$
45	75	
75	712	
712	1462	

Stati limite ultimi - SLU	$SLV - P_{V_R} = 10\%$	$SLC - P_{V_R} = 5\%$
75	712	1462

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinaria
 - - - - - Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1.494$ $C_c = 1.591$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_e **2** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

$S_{a,h} [g]$
 $S_{a,v} [g]$
 $S_e [g]$

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

T [s] 4

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

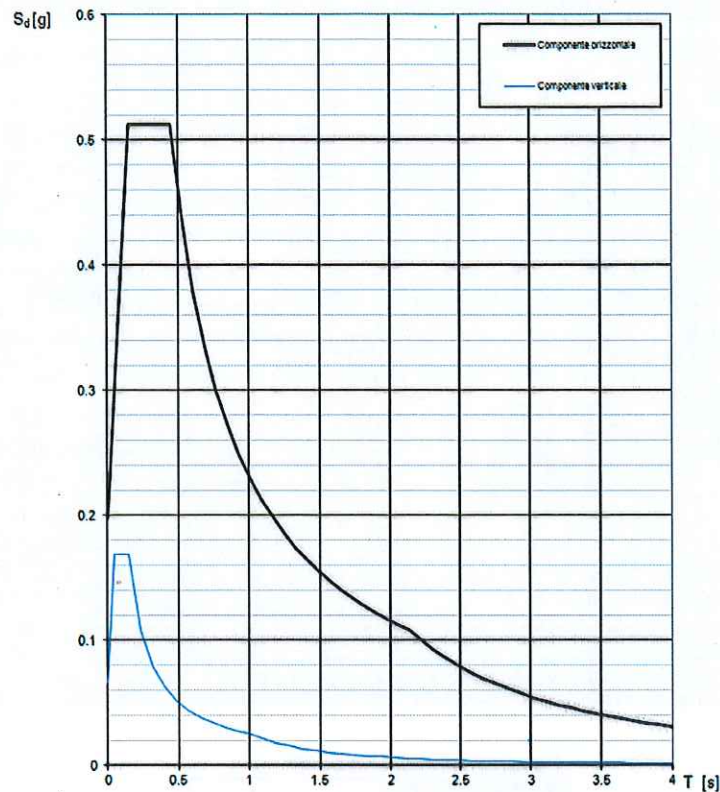
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.133 g
F_n	2.584
T_c^*	0.284 s
S_s	1.494
C_c	1.591
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.494
η	1.000
T_B	0.151 s
T_C	0.452 s
T_D	2.132 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



COMBINAZIONI DI CALCOLO

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi si definisce la combinazione fondamentale:

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

Per le rimanenti verifiche (con particolare riferimento alla verifica di deformabilità) si adottano le seguenti analisi.

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Pi + \Theta_{k1} + \psi_{02} \cdot \Theta_{k2} + \psi_{03} \cdot \Theta_{k3} +$$

Combinazione frequente SLE

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Pi + \psi_{11} \cdot \Theta_{k1} + \psi_{22} \cdot \Theta_{k2} + \psi_{23} \cdot \Theta_{k3} +$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Pi + \psi_{21} \cdot \Theta_{k1} + \psi_{22} \cdot \Theta_{k2} + \psi_{23} \cdot \Theta_{k3} +$$

dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{ki} ($i = 1, 2, 3...$) carichi variabili;

γ_{Gi} e γ_{Qi} ($i = 1, 2, 3...$) coefficienti parziali di sicurezza, assunti pari a: $\gamma_{G1} = 1,3$; $\gamma_{G2} = 1,5$; $\gamma_{Qi} = 1,5$

ψ_{0i} ($i = 1, 2, 3...$) sono i coefficienti di combinazione, assunti pari a:

esercizio per gli impalcati $\rightarrow \psi_{0i} = 0,7$

coperture $\rightarrow \psi_{0i} = 0$

carico neve $\rightarrow \psi_{0i} = 0,5$

Categoria/Azione variabile	ψ_{01}	ψ_{11}	ψ_{21}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Valori dei coefficienti di combinazione (nel caso specifico si adotteranno unicamente i coefficienti per il carico della neve)

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, impiegata sia per gli Stati Limite Ultimi che per quelli di Esercizio:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_k valore caratteristico dei carichi permanenti;
- P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} per le varie destinazioni d'uso possono essere desunti dalla Tab. 2.5.I dell'NTC 2008, e riportati nella seguente tabella:

Coefficienti ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso	
Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Carico accidentale di piano (non presente)	0.6
Categoria H – Coperture	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m)	0.0

RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)

Se la risposta della struttura viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti

sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = \pm E_x \pm 0,3E_y$$

$$E = \pm E_y \pm 0,3E_x$$

dove la componente verticale non è stata tenuta in considerazione.

6.3 CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)

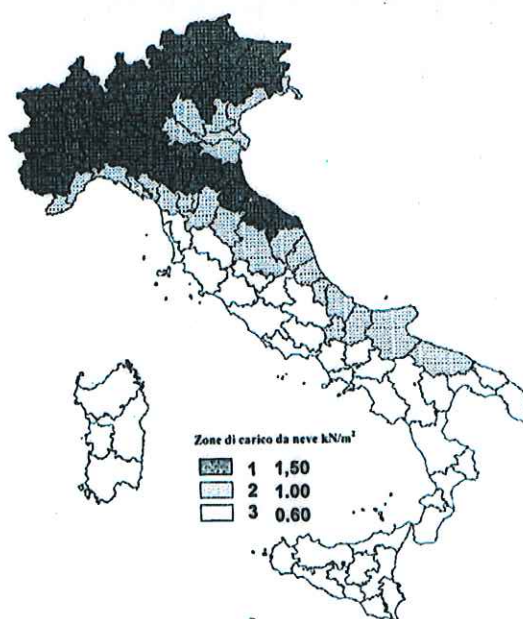
Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

- q_s è il carico della neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_T è il coefficiente termico.

Il Comune di Ferrara appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine $a_s < 200$ m il valore di q_{sk} risulta essere $1,0 \text{ kN/m}^2$.



Zone di carico da neve.

Il coefficiente di esposizione C_E utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura, in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1.0, poiché la zona ove è ubicato l'edificio è caratterizzata da una "normale" topografia.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Valori di C_E per diverse classi di topografia

Il coefficiente termico CT , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa causato dalla perdita di calore della costruzione, è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo d'inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella; considerando una pendenza certamente inferiore a 30° assume valore pari a 0,8.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Valori del coefficiente di forma.

Il carico della neve risulta quindi essere pari a: $q_s = 0.8 \text{ kN/mq}$.

7 VERIFICHE ALLO STATO DI FATTO

7.1 VERIFICHE STATICHE SULLE MURATURE VERTICALI

Si riportano a seguire i valori delle sollecitazioni caratteristiche sulle murature.

In mancanza di dati derivanti da prove specifiche sulle murature, si assume come livello di conoscenza il minimo LC1, ragione per cui si utilizza il più basso tra i valori riportati nella tabella C8.A.2.1 per paramenti di mattoni pieni e malta di calce.

Tabella C8.A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm 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)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

Da cui, in ambito statico risulta:

$$f_{m,d} = f_m / (F C_{\gamma_m}) = 59.26 \text{ N/cm}^2$$

mentre in ambito sismico si ha:

$$f_{m,d} = f_m / (F C_{\gamma_m}) = 88.89 \text{ N/cm}^2$$

Si riporta a seguire la verifica sui principali elementi strutturali per l'ambito statico.

A) VERIFICA DELLE PARETI LATERALI (SU UNA FASCIA DI LARGHEZZA 100 CM)

I carichi verticali che gravano sulla parete sono i seguenti:

$$\text{Parete in muratura: } 1 \times 0,45 \times 1800 \times 12 = 9720 \text{ daN/m}$$

$$\text{Peso della copertura: } (1,3 \times 170 + 1,5 \times 80) \times 5 = 1705 \text{ daN/m}$$

$$N_{\text{tot}} = 1,3 \times 9720 + 1705 = 14341 \text{ daN/m}$$

Considerato che il carico può considerarsi centrato, l'eccentricità convenzionale è così determinata:

$$ea = h/200 = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Snellezza parete: } \lambda_p = 1200/45 = 26 \text{ (SNELLEZZA NON AMMISSIBILE)}$$

$$m = \frac{6 \cdot e}{t} = 0,8$$

Il parametro Φ non può essere desunto per estrapolazione e, poichè i valori sono tabellati sino alla snellezza limite $\lambda = 20$, non sono disponibili dati per il caso in esame.

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 \text{ e/t}$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

Considerando il valore minimo da tabella 4.5 III, sia ha:

$$\Phi = 0,28 \text{ (da tabella 4.5 III delle NTC)}$$

$$f_{\text{rid}} = 0,28 \times f_d = 0,28 \times 59,26 = 16.5 \text{ N/cm}^2 = 1.65 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{\text{sd}} = 14341 / (100 \times 45) = 3.19 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica risulterebbe non soddisfatta, come del resto si ha per la maggior parte degli edifici di culto per cui la verifica convenzionale può dirsi eccessivamente gravosa. Su tali basi si considera l'effetto stabilizzante delle cappelle laterali (sebbene non abbiano estensione maggiore di 0.3 h), che porterebbe ad un valore di ρ pari a 0.04, da cui $\lambda_p = 1.04$, $\Phi = 0,65$.

$$f_{rid} = 0,65 \times f_d = 38.52 \text{ N/cm}^2 = 3.85 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica risulta così soddisfatta.

I fattori da considerare sono i seguenti :

- a. La verifica convenzionale è certamente cautelativa ed alla base e parametri adottati per la muratura sono estremamente modesti;
- b. Se si può ritenere che non vi siano gravi criticità in ambito statico, certamente la snellezza è indice di una modesta risposta in campo sismico.

7.2 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE ALLO STATO DI FATTO

Le valutazioni globali sulla Chiesa Parrocchiale di Porporana vengono eseguite secondo il criterio semplificato di cui al paragrafo 5.4.3 delle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale per valutazioni di massima sul livello di sicurezza della chiesa allo *stato di fatto*.

La metodologia considera 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa. Il comportamento sismico dell'intero edificio è rappresentato, su base statistica, da un indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, che è definito come media pesata del comportamento delle diverse parti della chiesa:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

dove, per il k-esimo meccanismo:

- v_{ki} e v_{kp} sono, rispettivamente, il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità e dei presidi antisismici ;
- ρ_k è il peso attribuito al meccanismo (esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa, per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0.5 e 1 negli altri casi).

Nel corso dei numerosi rilievi effettuati su chiese danneggiate dal terremoto, è stato inoltre valutato il livello di danno subito da ogni macroelemento, in relazione ai diversi possibili meccanismi di danno. Ciò porta a definire un indice di danno, variabile tra 0 e 1, come media normalizzata dei danni locali:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k d_k}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k}$$

Dall'analisi statistica dei danni subiti, sono state valutate le distribuzioni probabilistiche associate a diverse intensità sismiche (matrici di probabilità di danno), al variare dell'indice di vulnerabilità. Attraverso una opportuna correlazione tra l'intensità e l'accelerazione di picco al

suolo, è stato possibile definire una correlazione diretta tra l'input sismico associato ai diversi stati limite e la vulnerabilità rilevata. Ciò consente di calcolare, per ogni chiesa, i valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_{SLD}S = 0.025 \cdot 1.8^{2.75-3.44i_v}$$

$$a_{SLV}S = 0.025 \cdot 1.8^{5.1-3.44i_v}$$

In particolare per il calcolo dell'indice di sicurezza è necessario valutare il periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV interpolando tra i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti secondo la formula seguente:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV}S/F_C a_1 S_1) / \log(a_2 S_2 / a_1 S_1)}$$

dove: T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso T_{SLV} ; $a_1 S_1$ e $a_2 S_2$ sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Sulla base dei criteri sopra esposti si applica il metodo al caso della Chiesa Parrocchiale di Porporana per lo Stato di Fatto, valutando le vulnerabilità ed il danno per i 28 macroelementi, indicando in grassetto i soli meccanismi effettivamente presenti. Si vuole evidenziare come, trattandosi di chiesa a navata singola, i meccanismi attivabili siano pochi.

		$\square k$	v_{ki}	v_{kp}	$\square k(v_{ki}-v_{kp})$	dk	$\square kdk$	descrizione sintetica del danno
1	Ribaltamento della facciata	1	0	0	0	2	2	Lesioni sulle pareti ortogonali alla facciata
2	Meccanismi nella sommità della facciata	1	0	0	0	0	0	
3	Meccanismi nel piano della facciata	1	2	0	2	2	2	Lesioni verticali a partire dall'architrave
4	Protiro-nartece	0			0		0	
5	Risposta trasversale dell'aula	1	1	0	1	1	1	Lesioni in corrispondenza degli archi delle cappelle laterali
6	Meccanismi di taglio nelle pareti laterali	0	0	0	0	0	0	
7	Risposta longitudinale del colonnato nelle chiese a più navate	0	0	0	0	3	0	
8	Volte della navata centrale	0	0	0	0	0	0	
9	Volte delle navate laterali	0	0	0	0	0	0	
10	Ribaltamento delle pareti di estremità del transetto	0	0	0	0	0	0	

11	Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	0	0	0	0	0	0	
12	Volte del transetto	0	0	0	0	0	0	
13	Archi trionfali	1	0	0	0	2	2	
14	Cupola- tamburo/tiburio	0			0	0	0	
15	Lanterna	0			0	0	0	
16	Ribaltamento dell'abside	1	0	1	-1	0	0	
17	Meccanismi di taglio nel presbiterio o nell'abside	1	0	1	-1	0	0	
18	Volte del presbiterio o dell'abside	0			0		0	
19	Meccanismi negli elementi di copertura - pareti laterali dell'aula	1	0	1	-1	1	1	Distorsioni diffuse in copertura
20	Meccanismi negli elementi di copertura - transetto	0			0		0	
21	Meccanismi negli elementi di copertura - abside e presbiterio	1	0	1	-1	0	0	
22	Ribaltamento delle cappelle	1	1	1	0	0	0	
23	Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	1	1	1	0	0	0	
24	Volte delle capelle	1	1	0	1	2	2	Lesioni per le voltine in foglio
25	Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	1	1	0	1	3	3	Lesioni all'attacco per la sacrestia e la cappella d'inverno
26	Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, statue)	0.5	0	2	-1	0	0	
27	Torre campanaria	1	1	2	-1	0	0	
28	Cella campanaria	1	0	1	-1	0	0	
	INDICI:			iv	0.48	id	0.17	

I valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) valgono:

$$a_{sls} S \quad 0.048$$

$$a_{slv} S \quad 0.19$$

$$S \quad 1.494$$

PARAMETRI SITO DI PORPORANA				
30	0.034	0.051	2.555	0.243
50	0.041	0.061	2.568	0.275
72	0.048	0.072	2.525	0.284
101	0.057	0.084	2.505	0.291
140	0.065	0.098	2.513	0.292
201	0.077	0.115	2.544	0.289
475	0.110	0.164	2.578	0.287
975	0.144	0.215	2.582	0.289
2475	0.202	0.302	2.538	0.290

I parametri di interpolazione per il calcolo del periodo di ritorno SLV per lo stato di fatto sono riportati nella tabella a seguire.

Si avrà $T_{slv}=437$ anni, da cui l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV di cui alla (2.3) delle Linee Guida vale: $I_{s,slv}=T_{slv}/T_{r,slv}=437/712=0.61$.

Si valuta altresì la vita nominale del fabbricato corrispondente allo stato attuale secondo l'espressione:

$$V_n=-(T_{sl}/c_u)\ln(1-P_{vr})=30.7 \text{ anni}$$

Si vuole sottolineare come la valutazione si puramente convenzionale e speditiva, utile solo per una valutazione di tipo qualitativo del miglioramento conseguito grazie agli interventi.

7.3 VALUTAZIONI SULLA VULNERABILITA' LOCALE ALLO STATO DI FATTO

In ambito sismico, le criticità maggiori sono rappresentate dalla totale assenza di irrigidimenti in grado di contrastare cinematismi di ribaltamento fuori dal piano.

Si ritiene che, nello svolgere analisi di vulnerabilità, siano da prediligere i metodi basati principalmente sull'analisi limite dei meccanismi di collasso dei vari macroelementi che compongono la struttura sia nel piano (MECCANISMI DI SECONDO MODO) che fuori dal piano (MECCANISMI DI PRIMO MODO). Fra le due tipologie indicate occorre prestare attenzione soprattutto alla seconda che rappresenta la prima causa di crollo nell'ambito del costruito storico in quanto i meccanismi di secondo modo comportano certamente un danneggiamento degli elementi strutturali ma raramente portano a crolli prima di ribaltamenti fuori dal piano. Nel proseguire con le analisi verrà posta particolare attenzione nel correlare lo stato di danno con il meccanismo che si andrà ad indagare.

L'analisi sismica è basata quindi sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, utilizzando gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico.

L'analisi cinematica lineare, come definita nella Circolare Applicativa, consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente accelerazione sismica al suolo. Per la verifica allo SLU, tale accelerazione viene confrontata con quella di riferimento, ridotta attraverso un opportuno fattore di struttura.

Più in dettaglio, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra:

- il valore di riferimento dell'accelerazione, che tiene conto sia del valore di riferimento dell'accelerazione al suolo a_g , sia del tipo di terreno (tramite S), sia, tramite un rapporto tra l'altezza Z del baricentro delle forze peso connesse al cinematismo rispetto alla fondazione e l'altezza H dell'edificio rispetto alla fondazione, dell'amplificazione dell'azione sismica legata alla struttura stessa;

e

- l'accelerazione spettrale a^* che attiva il meccanismo.

Tale valore si ottiene dal moltiplicatore orizzontale limite d'attivazione λ mediante la seguente equazione:

$$a_o^* = \frac{\lambda \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\lambda \cdot g}{e^*}$$

dove: g è l'accelerazione di gravità; e^* è la frazione di massa partecipante della struttura; $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica; M^* è la massa partecipante al cinematismo, che può essere valutata considerando gli

spostamenti virtuali orizzontali $\delta_{x,i}$ dei punti di applicazione dei diversi pesi P_i , associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

La massa partecipante risulta inferiore alla massa totale del sistema e tiene conto del fatto che, durante l'azione sismica, non tutta la massa viene attivata. Più in dettaglio, la verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite considerato è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_o^* sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico, valutata per $T=0$, opportunamente amplificata per considerare la quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo:

$$a_o^* \geq a_{sisma} = \frac{a_g \cdot S}{q} \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{Z}{H} \right)$$

La procedura descritta viene applicata per tutti i cinematismi indagati attraverso l'analisi limite, che vanno dal ribaltamento semplice (timpani), al cinematismo a portale (navate trasversali) sino allo studio di macroelementi comprensivi di strutture voltate in muratura.

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE PER LA FACCIATA

Si riporta a seguire la verifica a ribaltamento semplice della facciata, ovvero eseguito trascurando completamente il contributo delle pareti presenti a tergo e di qualsiasi altro vincolo.

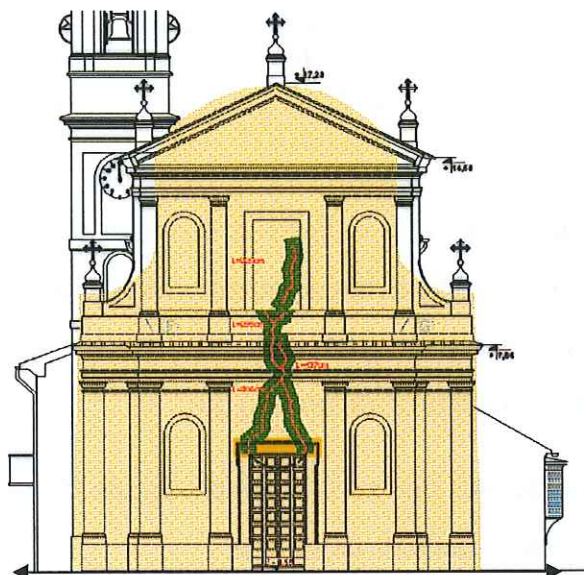


Fig. 9 - Facciata e macroelemento semplificato oggetto di verifica con il relativo asse di rotazione

Baricentro geometrico della parete: 8.8 m

H tot	1723	cm	Ribaltamento semplice facciata					
α_0	0.026							
	F	b stab	b rib	H	spost.adim.			
	KN	m	m	cm	-			
F1	1826.55	0.225	8.8	880	0.5107 4	932.886 8	476.459 9	
Ftot	1826.55				Σ	932.886 8	476.459 9	870277.829
Fstab [KN]	0	KN	0	h(m)				
Mstab	410.974	KNm						
Minst	16073.64 0	KNm						
M*g	1826.6							
α^*o	0.019	g						
ag	0.025	capacità	PGA					
	0.133	domanda	19 %					

LIVELLO DI SICUREZZA: 19%

VERIFICA A RIBALTAMENTO DEL TIMPANO DI SOMMITA' DELLA FACCIATA

Si riporta a seguire la verifica a ribaltamento del timpano collocato sulla sommità della facciata, eseguita trascurando il contributo delle catene metalliche attualmente presenti.

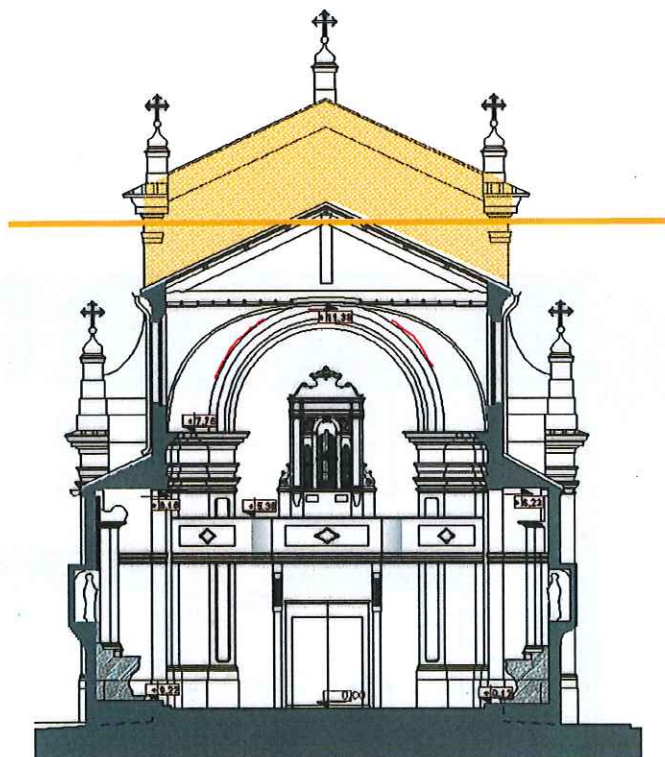


Fig.10 Macroelemento coincidente con il timpani

H tot	289	cm	Ribaltamento timpano di sommità della facciata					
α_0	0.106							
	F	b stab	b rib	H	spost.adim.			
	KN	m	m	cm	-			
F1	305.37	0.225	2.13	213	0.73702	225.0651	165.8784	
Ftot	305.37				Σ	225.0651	165.8784	50654.29316
Mstab	68.708	KNm						
Minst	650.438	KNm						
M*g	305.4							
a*o	0.078	g						
ag	0.104	capacità	PGA					
	0.128	domanda	82 %					
				a quota 14 m				
				T1	0.281171	g		
				H	17.23	m	ALTEZZA DELL'EDIFICIO	
				Z	14	m	ALTEZZA DELLA CERNIERA	
				z/H	0.812536	-		
				Se	0.513	g		
				γ	1	-		
					0.208416		38%	

LIVELLO DI SICUREZZA: 38%

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE DI UN PROSPETTO LATERALE

Si esegue una verifica a ribaltamento semplice di una fascia della facciata laterale pari a 1 m (.

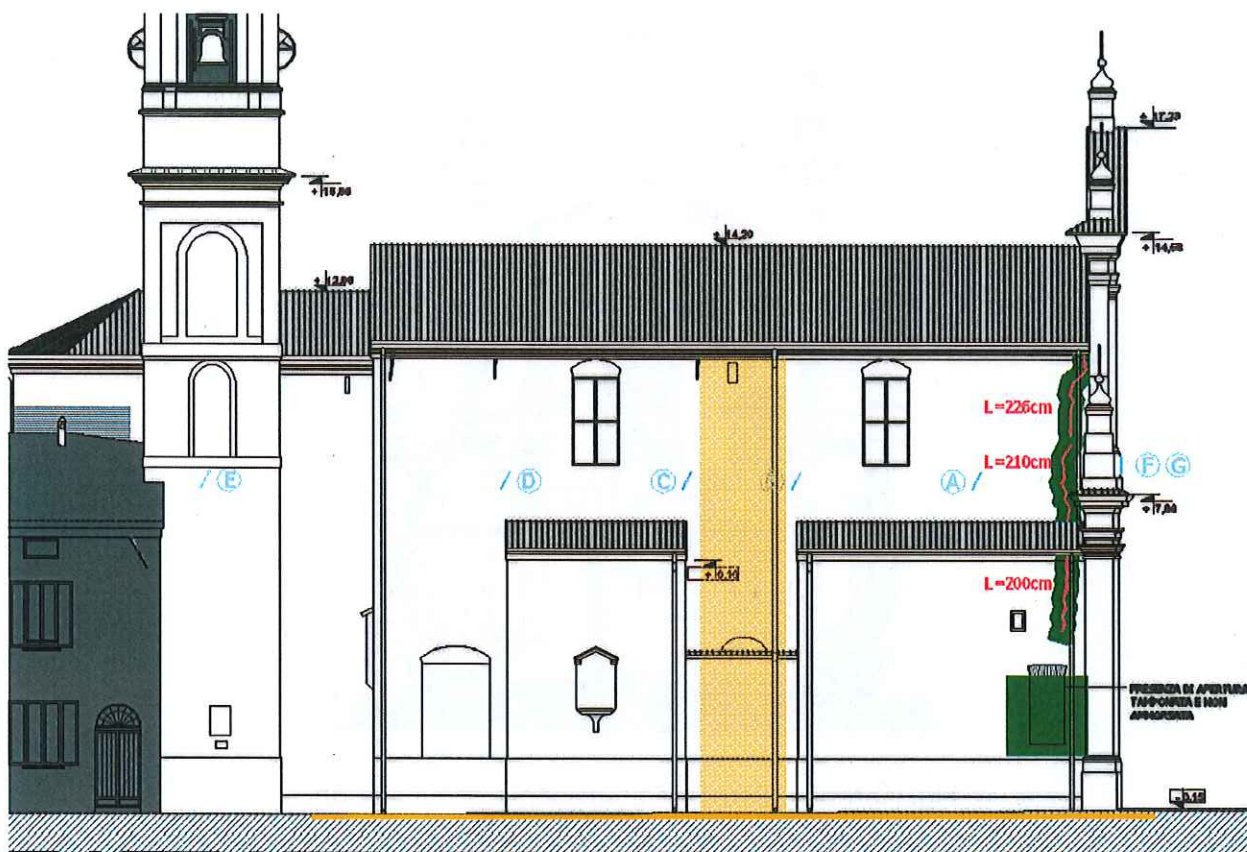


Fig.11 - Ribaltamento prospetto laterale

Si considera la massa sismica derivante dalla copertura e dai soffitti (azione F1) ed associata al peso proprio della muratura (F2).

$$q_{\text{cop}} = 170 \text{ daN/m}$$

$$q_{\text{soff}} = 50 \text{ daN/m}$$

$$i = 1000 \text{ cm}$$

$$F1 = 170 \cdot (10/2) \cdot 1 + 50 \cdot (10/2) \cdot 1 = 1100 \text{ daN (11 KN)}$$

$$F2 = 1800 \cdot 11.8 \cdot 1 \cdot 0.45 = 9558 \text{ daN (96 KN)}$$

H tot	1140	cm
α_0	0.036	

Ribaltamento semplice prospetto laterale -
larghezza 100 cm

	F	b stab	b rib	H	spost.adim.		
	KN	m	m	cm	-		
F1	11.00	0.225	11.4	1140	1	11	11
F2	96.00	0.225	5.7	570	0.5	48	24
Ftot	107.00				Σ	59	35
							3481
Fstab [KN]	0	KN	0	h(m)			
Mstab	24.075	KNm					
Minst	672.600	KNm					
M*g	99.5						
a*o	0.029	g					
ag	0.038	capacità	PGA				
	0.133	domanda	29 %				

Livello di sicurezza: 29% (la verifica trascura qualsiasi contributo stabilizzante da parte delle travi di copertura, assunzione da considerarsi cautelativa tenuto conto che è stata rilevata la presenza di capochiave metallici in corrispondenza delle teste delle capriate)

VERIFICA A RIBALTAMENTO DEI PINNACOLI DI FACCIATA

Si riporta a seguire la verifica di vulnerabilità dei pinnacoli di facciata, di dimensione in pianta da 60x60, trattandosi di manufatti in muratura, il peso viene calcolato come a seguire:

$$W_a = 1800 * (1 \times 0.6 \times 0.6) = 648 \text{ daN}$$

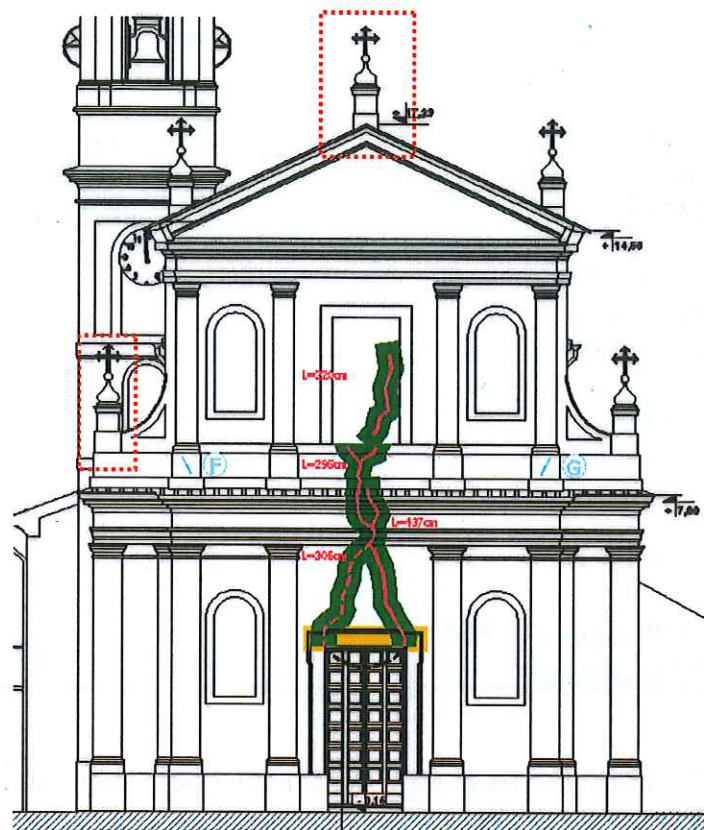


Fig. 12 – In evidenza i pinnacoli oggetto di interventi

L'azione statica equivalente associata alla balaustra viene calcolata secondo i criteri di cui al paragrafo 7.2.3. delle NTC, ovvero, trattandosi di elemento strutturale "secondario" gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

dove

- F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a è il peso dell'elemento;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)
- q_a è il fattore di struttura dell'elemento, che per la guglia viene considerato pari ad 1.

Il valore di S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

Dove:

α =rapporto tra l'accelerazione massima del terreno su sottosuolo di tipo A e g

S=coefficiente di cui al 3.2.3.2.1 delle NTC 2008

T_a/T_1 =rapporto tra periodo dell'elemento n.s. e della costruzione

Z=quota baricentro dell'elemento non strutturale

H=altezza della costruzione

Nel caso specifico si avrà:

qa	1	fattore di struttura dell'elemento
Wa	648 daN	peso dell'elemento
α	0.133	rapporto tra l'accelerazione massima del terreno su sottosuolo di tipo A e g
S	1.494	coefficiente di cui al 3.2.3.2.1 delle NTC 2008
T_a/T_1	0	rapporto tra periodo dell'elemento n.s. e della costruzione
Z	18.23 m	quota baricentro dell'elemento non strutturale
H	17.23 m	altezza della costruzione
Sa	0.5140 g	accelerazione massima adim sull'elemento allo SLV
Fa	333.10 daN	forza sismica agente sull'elemento

La verifica di sicurezza è stata eseguita mediante un'analisi di ribaltamento alla base per cui:

$$M_{stab} = 648 \times 0,3 = 194.4 \text{ daNm}$$

$$M_{instab} = 333.1 \times 1 = 333 \text{ daN}$$

$$FS = M_{stab}/M_{instab} = 0.58$$

La verifica non è soddisfatta.

7.4 CONCLUSIONE DELLE VERIFICHE DI VULNERABILITA' ALLO STATO DI FATTO

Dalle analisi eseguite, emerge chiaramente come la chiesa sia caratterizzata da numerose criticità che interessano sia l'ambito statico che l'ambito sismico.

Per quanto riguarda la prima problematica le principali criticità possono essere così elencate:

- Eccessiva snellezza di pareti e pilastri in muratura;
- Presenza di elementi di copertura fratturati e degradati.

In ambito sismico le principali vulnerabilità emerse sono così elencate:

- Totale mancanza di un piano rigido in copertura in grado di costituire un vincolo efficace contro il ribaltamento delle pareti perimetrali e di conferire un comportamento scatolare all'insieme. A tale aspetto si aggiunga il rapporto con gli altri corpi che compongono l'aggregato edilizio, che costituiscono un vincolo (o un irrigidimento) per l'area absidale che viene a perdersi per la navata;
- Rischio di ribaltamento della facciata fuori dal piano;
- Rischio di ribaltamento dei timpani di facciata;
- Rischio di collasso dei pinnacoli di facciata;
- Carenze negli ammassamenti dei corpi annessi-

Gli interventi previsti, per quanto aventi carattere locale, verteranno sull'eliminazione delle criticità gravi in campo statico e sismico, compatibilmente con i limiti del contributo previsto al numero d'ordine 2123 dell'Ordinanza 120.

Le catene saranno realizzate con tondi $\Phi 24$ in acciaio S275 zincato a caldo e dotate di capochiave di lunghezza 50 cm.

Collegamento alla quota del coperto.

Si prevede la messa in opera di una reticolare di falda in corrispondenza della prima campata finalizzata a stabilizzare la facciata e contrastare il ribaltamento.

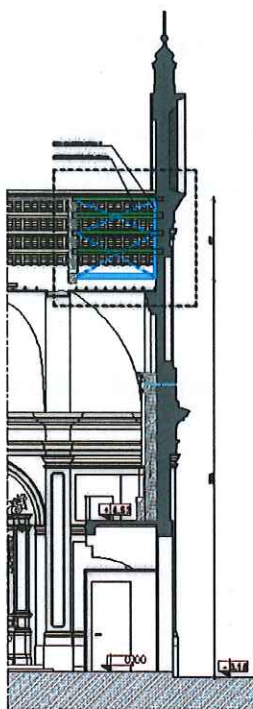


Fig. 14 - Stralcio prospetto laterale e prospetto di facciata – posizionamento delle catene

SCALE 1:50 measure in centimetres

SCALA 1:50 misure in centimetri

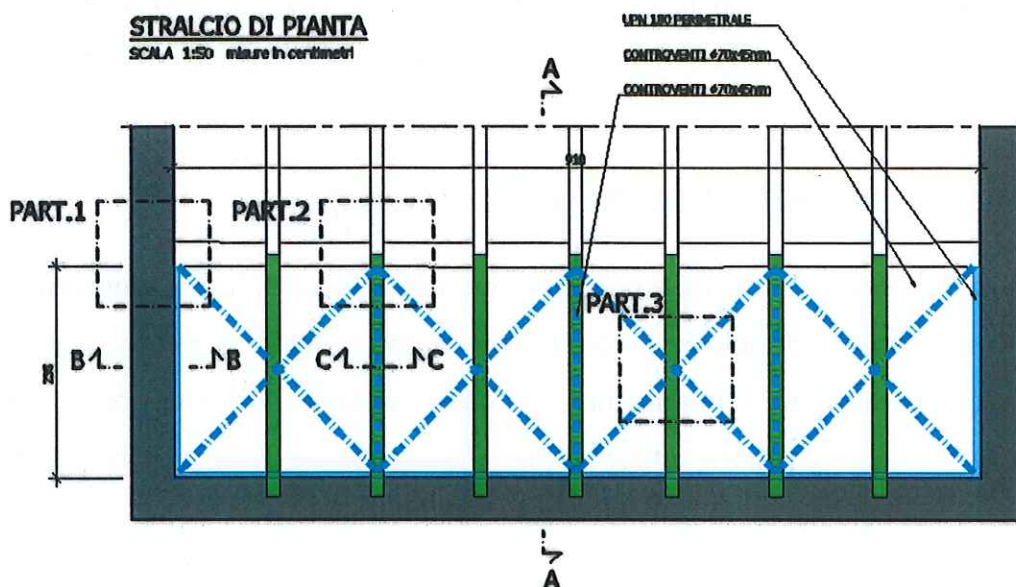


Fig. 15 - Pianta – posizionamento delle catene

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA (TAV. S01-S02)

Oltre alle catene longitudinali, di prevedo catene di stabilizzazione trasversali alla navata.

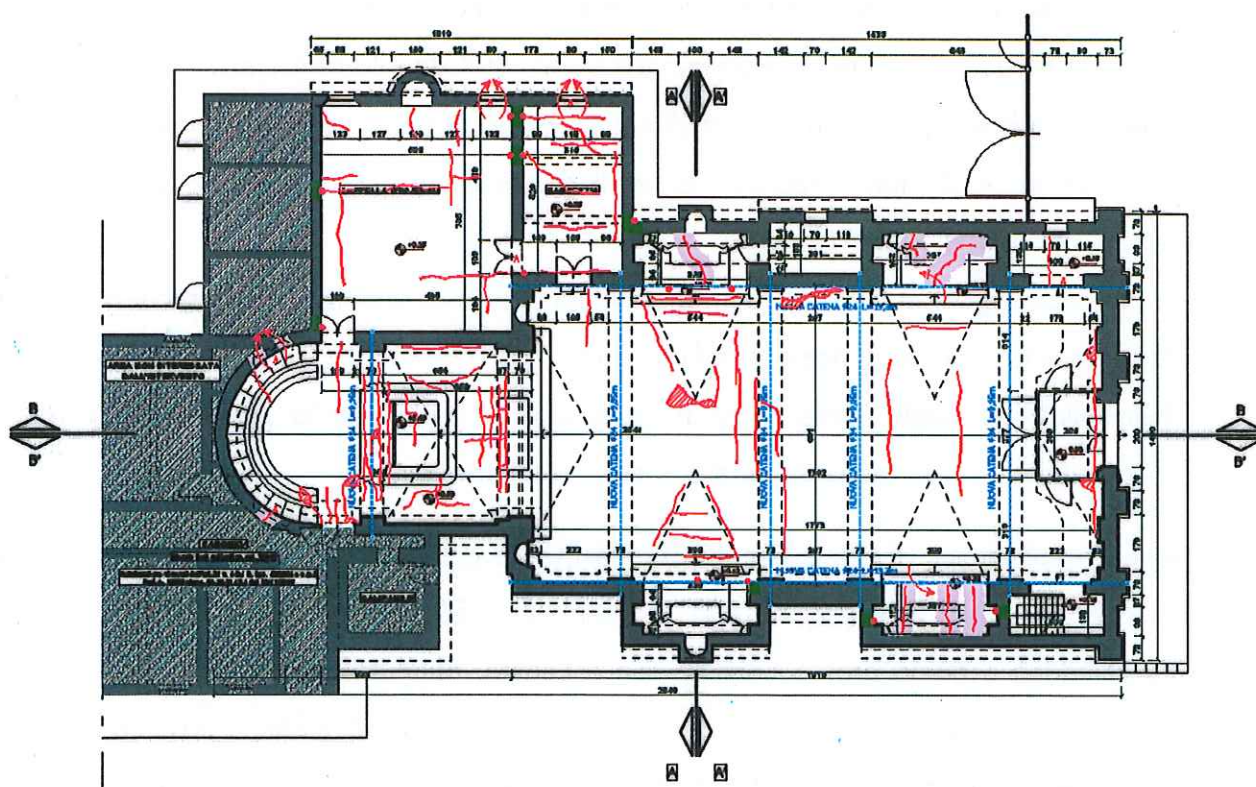


Fig. 16 – posizione planimetrica delle catene

I presidi verranno realizzati con n°5 tondi $\Phi 24$ in acciaio S275 zincato a caldo e dotate di capochiave di lunghezza 50 cm, di dimensione variabile in funzione della larghezza della chiesa.

INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DEI PINNACOLI (TAV.S04)

Si prevede la stabilizzazione dei tre pinnacoli di facciata mediante "post-compressione" ovvero imprimendo uno sforzo normale in grado di migliorarne il livello di sicurezza. Tale obiettivo viene perseguito mediante l'inserimento di barre verticali inghisate nella muratura e successivamente poste in trazione mediante tesatura con piastra di ripartizione per giungere ai valori di sforzo normale necessari sulla base delle verifiche analitiche.

Le fasi operative dell'intervento sono le seguenti:

- Riparazione della muratura perimetrale;
- Smontaggio degli elementi lapidei o in muratura posti sulla sommità del pinnacolo;
- Esecuzione della perforazione perfettamente rettilinea con sonda diamantata con funzionamento a sola rotazione (diametro 40 mm);
- Inserimento all'interno dei fori, immediatamente dopo la perforazione, di tubi in plastica specifici per posa di ancoraggi ad iniezione controllata con calza;
- Inserimento della barra $\Phi 16$ in acciaio INOX AISI 304 ad alta resistenza;
- Iniezione a bassa pressione della malta di un bulbo di ancoraggio di lunghezza definita negli elaborati strutturali mediante appositi dispositivi di iniezione previa verifica della perfetta ortogonalità della catena;
- A maturazione del bulbo, messa in opera della piastra di ripartizione ed esecuzione della tesatura sino ai valori di trazione indicati dalla DL;
- Reinstallazione degli elementi lapidei sommitali e verifica della presenza di perni o elementi metallici o realizzazione di fori per l'installazione.

Si prevede l'installazione di barre tipo SBOS 16/304 avente diametro nominale 16 mm in acciaio inossidabile AISI 304 (A2) ad alta resistenza (f_u 750 N/mm² – f_y 650 N/mm²) con filettatura cilindrica a passo grosso parziale alle estremità, ottenuta per rullatura, da barra di sezione circolare maggiore. La barra viene inghisata con malta tipo Presstec a base cementizia, composta da leganti idraulici che uniti ad aggregati selezionati di opportuna granulometria e additivi, consente di ottenere, dopo l'impasto con acqua, una miscela con elevata fluidità e

iniettabilità, a ritiro controllato e con elevate resistenze meccaniche. La particolare formulazione, studiata per l'impiego in manufatti in muratura storica e la ridotta porosità della malta indurita attraverso un basso rapporto acqua/legante (0,24 %) e alla modalità di iniezione in pressione all'interno della calza, garantiscono una buona capacità di resistere all'attacco solfatico, come attesta l'esito al Saggio di Anstett. Per il caso specifico si ritiene ammissibile l'utilizzo di una malta cementizia a seguito delle seguenti considerazioni:

- Da indagini e campi prova, le malte a base di calce hanno, per il caso specifico, caratteristiche prestazionali assai modeste;
- Le eventuali problematiche di compatibilità con i materiali che compongono il substrato esistente, sono superate considerando l'effetto di confinamento della calza in poliestere che evita dispersioni all'interno della muratura;
- Il problema legato alla penetrazione dei solfati nei pori, è ovviato grazie all'utilizzo in pressione ed al basso rapporto acqua/legante che creano all'interno della calza un bulbo di malta a bassissima porosità.

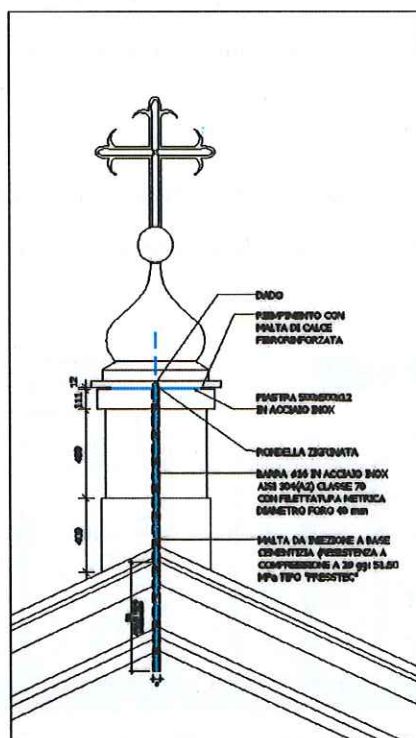


Fig. 17 – Intervento di post-compressione del pinnacolo centrale

INTERVENTI DI RIPARAZIONE DEL DANNO E DI RINFORZO DELLE MURATURE

Il quadro fessurativo alquanto esteso richiede interventi di consolidamento delle murature che verranno eseguiti con tecniche differenziate a seconda dell'entità del danno e della tipologia costruttiva dell'elemento strutturale su cui si interviene, come riportato nella descrizione a seguire.

- Interventi di cuci-scuci da realizzarsi con mattoni di recupero o aventi caratteristiche geometriche e meccaniche simili a quelle esistenti e malta di calce idraulica, dove la lesione è spessore rilevante. Tale intervento non potrà essere utilizzato in corrispondenza di tracce di valore testimoniale che dovranno essere preservate;
- Interventi con iniezioni di malta di calce idraulica (tipo ALBARIA o equivalenti) in corrispondenza di archi o dove la lesione appare meno grave.

Le indicazioni riportate sono da intendersi unicamente principi generali: sarà necessario procedere alla rimozione degli intonaci ed alla verifica della tessitura nonché della gravità del quadro fessurativo per individuare in via definitiva la tecnica da adottarsi.

INTERVENTI IN COPERTURA

Si prevedono limitati interventi in copertura finalizzati a sostituire gli elementi fortemente degradati principalmente in corrispondenza dell'attacco con la facciata.

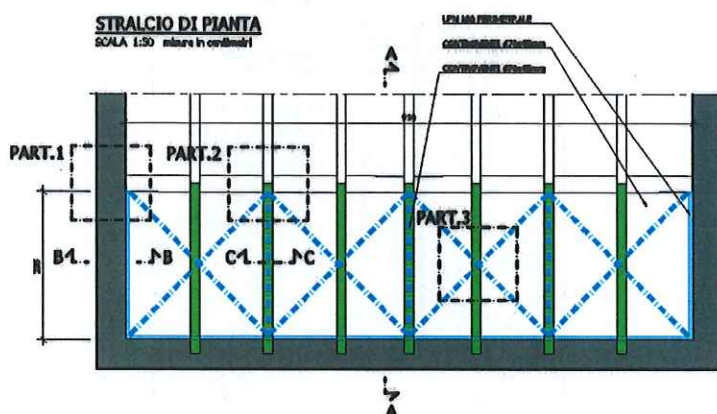


Figura 16 – stralcio pianta copertura

Si prevede una sezione minima 16x16 cm.

9 VALUTAZIONE CONVENZIONALE DEL MIGLIORAMENTO GLOBALE

Sulla base dei criteri esposti al paragrafo relativo allo SDF, si effettua la valutazione di carattere convenzionale anche per lo stato di progetto.

		$\square k$	v_{ki}	v_{kp}	$\square k(v_{ki}-v_{kp})$	dk	$\square kdk$	intervento di progetto
1	Ribaltamento della facciata	1	0	2	-2	2	2	Stabilizzazione della facciata con reticolare di falda e catene
2	Meccanismi nella sommità della facciata	1	0	0	0	0	0	
3	Meccanismi nel piano della facciata	1	2	2	0	2	2	Stabilizzazione della facciata con reticolare di falda e miglioramento a flessione del portale
4	Proliro-nartece	0			0		0	
5	Risposta trasversale dell'aula	1	1	2	-1	1	1	Inserimento di catene trasversali (miglioramento parziale della risposta)
6	Meccanismi di taglio nelle pareti laterali	0	0	0	0	0	0	
7	Risposta longitudinale del colonnato nelle chiese a più navate	0	0	0	0	3	0	
8	Volte della navata centrale	0	0	0	0	0	0	
9	Volte delle navate laterali	0	0	0	0	0	0	
10	Ribaltamento delle pareti di estremità del transetto	0	0	0	0	0	0	
11	Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	0	0	0	0	0	0	
12	Volte del transetto	0	0	0	0	0	0	
13	Archi trionfali	1	0	0	0	2	2	
14	Cupola- tamburo/tiburio	0			0	0	0	
15	Lanterna	0			0	0	0	
16	Ribaltamento dell'abside	1	0	1	-1	0	0	
17	Meccanismi di taglio nel presbiterio o nell'abside	1	0	1	-1	0	0	
18	Volte del presbiterio o dell'abside	0			0		0	
19	Meccanismi negli elementi di copertura - pareti laterali dell'aula	1	0	1	-1	1	1	
20	Meccanismi negli elementi di copertura - transetto	0			0		0	
21	Meccanismi negli elementi di copertura - abside e presbiterio	1	0	1	-1	0	0	
22	Ribaltamento delle cappelle	1	1	1	0	0	0	
23	Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	1	1	1	0	0	0	
24	Volte delle capelle	1	1	0	1	2	2	
25	Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	1	1	1	0	3	3	Si prevede l'introduzione di miglioramenti principalmente dell'ammorsamento ma non l'eliminazione della criticità
26	Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, statue)	0.5	0	3	-1.5	0	0	Miglioramento con post-compressione

27	Torre campanaria	1	1	2	-1	0	0
28	Cella campanaria	1	0	1	-1	0	0

INDICI:

iv

0.40

id

0.17

I valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) valgono:

$a_{sld}S$	0.056
$a_{slv}S$	0.224
S	1.5

I parametri di interpolazione per il calcolo del periodo di ritorno SLV per lo stato di fatto sono riportati nella tabella a seguire.

PARAMETRI SITO DI PORPORANA					
30	0.034	0.051	2.555	0.243	
50	0.041	0.061	2.568	0.275	
72	0.048	0.072	2.525	0.284	
101	0.057	0.085	2.505	0.291	
140	0.065	0.098	2.513	0.292	
201	0.077	0.115	2.544	0.289	
475	0.110	0.164	2.578	0.287	
975	0.144	0.216	2.582	0.289	
2475	0.202	0.303	2.538	0.290	

Si avrà $T_{slv}=651$ anni, da cui l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV di cui alla (2.3) delle Linee Guida vale: $I_{s,slv}=T_{slv}/T_{r,slv}=0.91$.

Si valuta altresì la vita nominale del fabbricato corrispondente allo stato attuale secondo l'espressione:

$$V_n = -(T_{sl}/c_u) \ln(1 - P_{vr}) = 45 \text{ anni}$$

Permane il valore del tutto qualitativo dell'analisi semplificata.

10 DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON UNA RETICOLARE DI COPERTURA

10.1 DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON UNA RETICOLARE DI COPERTURA

L'intervento prevede la messa in opera di una reticolare metallica collocata tra la facciata e la prima capriata di copertura è finalizzato alla stabilizzazione della facciata. Il dimensionamento è eseguito applicando alla reticolare il tiro necessario a garantire la sicurezza al ribaltamento del prospetto, come riportato nella tabella a seguire.

H tot	1723	cm	Ribaltamento semplice facciata - stato di progetto					
α_0	0.139							
	F	b stab	b rib	H	spost.adim.			
	KN	m	m	cm	-			
F1	1826.55	0.225	8.8	880	0.51074	932.8868	476.4599	
Ftot	1826.55				Σ	932.8868	476.4599	870277.829
Fstab [KN]	130	KN	14	h(m)				
Mstab	2230.974	KNm						
Minst	16073.640	KNm						
M*g	1826.6							
a*o	0.103	g						
ag	0.138	capacità	PGA					
	0.133	domanda	103 %					

L'azione complessiva pari a 130 KN, viene applicata come carico distribuito orizzontale alla reticolare, modellata ad elementi FEM. Si prevedono aste a rappresentare i controventi ed i traversi ed elementi "beam" a simulare il profilo UPN 180.

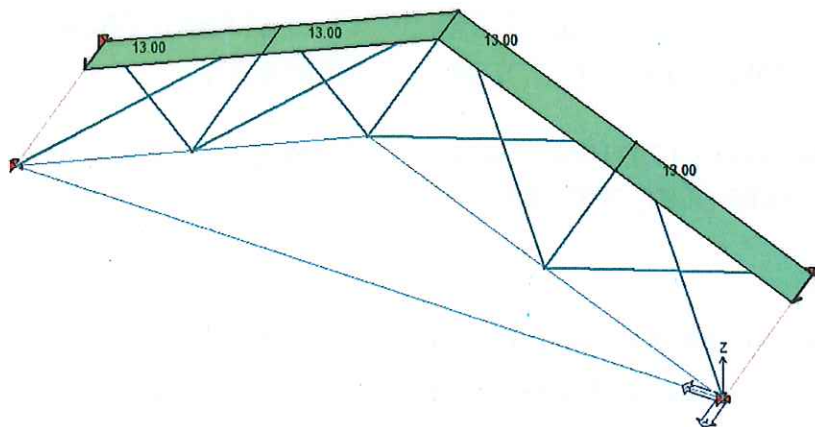
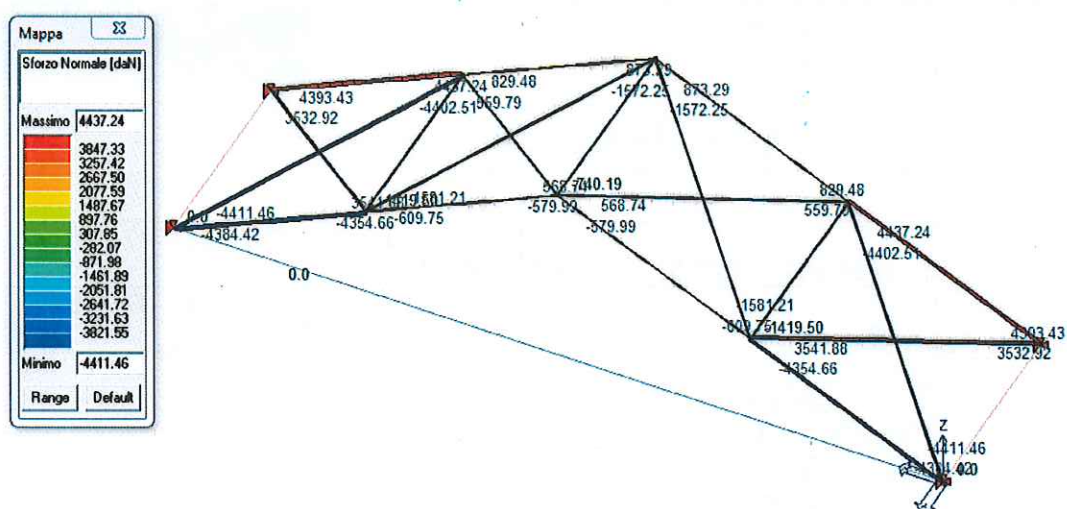


Fig. 17 - Azione applicata al modello (daN/cm) nelle due direzioni



Sforzo normale sulla reticolare

Si riporta la verifica dei profili tubolari $\Phi 70 \times 4.5$, eseguita per il massimo sforzo normale di compressione derivante dal modello.

Tipo di acciaio utilizzato		S 275 NML
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo		UTENTE
Sezione trasversale del tubolare		
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	70.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	4.50 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		70 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		4.5 [mm]

Geometria della membratura	
Lunghezza geometrica della membratura	L 3.80 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y 1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z 1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	L_{ey} 3800.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	L_{ez} 3800.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente	
<i>Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my}, C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".</i>	
<i>Coefficienti di momento equivalente</i>	
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my} 1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz} 1.000 [-]

Caratteristiche di sollecitazione							
<i>Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione</i>							
Comb.	N_{Ed}	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	T_{Ed}	Verifica
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
1	44.00						0.73

Il rapporto tra sforzo sollecitante e sforzo resistente è pari a 0.73, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Si riportano a seguire i dettagli della verifica.

RESISTENZA E STABILITA' DEI PROFILI TUBOLARI - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010		
Materiali utilizzati		© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	390 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo		
Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	70.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	4.50 [mm]
Diametro interno	d_{int}	61.00 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	35.00 [mm]

Raggio interno	r_{int}	30.50 [mm]
Area della sezione trasversale	A	926 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	4.9893E+05 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1.4255E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1.9337E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	590 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	23.21 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	4.9893E+05 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1.4255E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	1.9337E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	590 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	23.21 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	9.979E+05 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	44.00 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ε	ε	0.924 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	15.556 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	42.727 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	59.818 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	76.909 [-]

Classificazione della sezione trasversale	CL	1
---	----	---

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	242.52 [kN]
--------------------------------	------------	-------------

Verifica a trazione pura

ρ_{Nt}	0.000 [-]
-------------	-----------

Resistenza a compressione pura

Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	242.52 [kN]
--------------------------------	------------	-------------

Verifica a compressione pura

ρ_{Nc}	0.181 [-]
-------------	-----------

Resistenza a torsione e taglio

Diametro medio della sezione trasversale	d_{med}	65.50 [mm]
--	-----------	------------

Area della sezione compresa nel diametro medio	Ω	3369.55 [mm ²]
--	----------	----------------------------

Tensioni tangenziali dovute al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0.00 [N/mm ²]
---	---------------	---------------------------

Verifica tensionale per pura torsione	ρ_T	0.000	[-]
Resistenza plastica a taglio	$V_{pl,Rd}$	89.14	[kN]
Resistenza plastica a taglio ridotta per effetto della torsione	$V_{pl,T,Rd}$	89.14	[kN]
Verifica a taglio in direzione z - z	ρ_{Vz}	0.000	[-]
Verifica a taglio in direzione y - y	ρ_{Vy}	0.000	[-]

Resistenza a flessione

Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	1.93E+04	[mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{oy,Rd}$	5.06	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	ρ_{My}	0.000	[-]
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse z - z	W_z	1.93E+04	[mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse z - z	$M_{oz,Rd}$	5.06	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	ρ_{Mz}	0.000	[-]

Resistenza a flessione e taglio (per sezioni in classe 1 o 2)

Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione z - z	$\rho_{Vz,red}$	1.00	[-]
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione y - y	$\rho_{Vy,red}$	1.00	[-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Vy,Rd}$	5.06	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	$\rho_{My - Vz}$	0.000	[-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Vz,Rd}$	5.06	[kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	$\rho_{Mz - Vy}$	0.000	[-]

Resistenza a flessione, forza assiale e taglio

Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Coefficiente n	n	0.181	[-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	4.79	[kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	4.79	[kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.000	[-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	0.181	[-]

Calcolo elastico per sezioni in classe 3

Momento globale agente nella sezione	$M_{tot,Ed}$	0.00	[kNm]
Taglio globale agente nella sezione	$V_{tot,Ed}$	0.00	[kN]
Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed/fs}$	47.52	[N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali	ρ_{el}	ver. plastica	[-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio	$\tau_{V,Ed}$	0.00	[N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0.00	[N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali	$\rho_{el - tot}$	ver. plastica	[-]

Verifiche di stabilità flessionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	3.80	[m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00	[-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00	[-]

Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	3800.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	3800.00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	926 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	72 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	72 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	1.8857 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	1.8857 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	15.56 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	61 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva y-y	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva z-z	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	2.4549 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0.21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	2.4549 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0.248 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0.248 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{By,Rd}$	60.23 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{Bz,Rd}$	60.23 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{Buck, N}$	0.731 [-]

Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1:2010,

tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1.000 [-]

Coefficienti di interazione

Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yy,1-2}$	1.584 [-]
Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1.438 [-]
	k_{yy}	1.584 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zz,1-2}$	1.584 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1.438 [-]
	k_{zz}	1.584 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yz,1-2}$	0.951 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1.584 [-]
	k_{yz}	0.951 [-]
Coefficiente di interazione k_{xy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{xy,1-2}$	0.951 [-]

Coefficiente di interazione k_{xy} per sezioni in classe 3

$k_{y,3}$ 1.268 [-]

k_{xy} 0.951 [-]

Verifiche di presso flessione biassiale

Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 1 o 2	$\rho_{buck, N \cdot M \cdot M}$	0.731	[-]
	$\rho_{buck, N \cdot M \cdot M}$	0.731	[-]
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$\rho_{buck, N \cdot M \cdot M}$	ver. plastica	[-]
	$\rho_{buck, N \cdot M \cdot M}$	ver. plastica	[-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	ρ_{max}	0.731	[-]

La connessione avverrà attraverso n° 2 bulloni M16 di classe 8.8, aventi interassi e distanze riportate nella tabella a seguire.

Fig. 19 – caratteristiche collegamento bullonato

La verifica è soddisfatta in quanto lo sforzo normale di 4400 daN è assorbito da n° 2 bulloni M16 ad una sezione di taglio, per una resistenza complessiva di 12000 daN. Analogamente, la resistenza a rifollamento della piastra è pari a 9301 daN.

Si riporta a seguire la verifica della reticolare al paramento murario, con particolare attenzione alla resistenza in corrispondenza dell'inghisaggio in facciata. Si prevedono un totale di 24 connessioni con barre M16.

In mancanza di riferimenti normativi specifici, il calcolo della resistenza della connessione viene eseguito facendo riferimento a ETAG ANNEX C, sia per il calcolo della resistenza a taglio che a trazione. Nel primo caso verranno raffrontati i seguenti criteri di rottura:

- Snervamento della barra (ETAG ANNEX C – C.5.2.1.2);

- Estrazione del connettore (ETAG ANNEX C – C.5.2.1.3);
- Estrazione di un mattone (ETAG ANNEX C – C.5.2.1.3)

La terza tipologia di rottura è stata presa in esame come criterio generale per valutarne l'ordine di grandezza, sebbene non sia particolarmente significativa per muratura armata come quella che conformerà il cordolo in muratura.

I valori resistenti degli inghisaggi in murature storiche risultano difficilmente quantificabili e soggetti a forte dispersione numerica, del resto non esistono ad oggi linee guida a regolamentare tale ambito per cui si rimanda generalmente a prove in situ. Su tali basi, al fine di quantificare la resistenza della soluzione proposta, si utilizzano i risultati di una prova sperimentale condotta dall'Università di Brescia e da un gruppo di lavoro guidato dal prof. Ezio Giuriani che vengono sintetizzati nelle tabelle a seguire.

Valori tangenziali massimi, a rottura, interfaccia barra-malta			
	Prove in laboratorio		Prove in situ
	aderenza	ingranamento	aderenza- ingranamento
LS	$\tau_{\max} 2,77 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 4,01 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 0,89\div 3,45 \text{ MPa}$
HS	$\tau_{\max} 5,62 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 5,02 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 1,64\div 5,09 \text{ MPa}$

Valori tangenziali massimi, a rottura, interfaccia bulbo-substrato			
	Prove in laboratorio		Prove in situ
	aderenza	ingranamento	aderenza- ingranamento
LS	$\tau_{\max} 0,89 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 1,29 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 0,29\div 1,11 \text{ MPa}$
HS	$\tau_{\max} 1,81 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 1,62 \text{ MPa}$	$\tau_{\max} 0,53\div 1,64 \text{ MPa}$

Appare evidente, la dispersione dei dati emersa dalle prove in situ, con tensioni di aderenza da 0.29 a 1.11 Mpa: la verifica richiesta verrà eseguita proprio sulla base del valore minore dell'intervallo.

Si considera che la tensione di aderenza per mattoni pieni cotti a mano possa valere :

$$\tau_{\max} = 3 \text{ daN/cm}^2$$

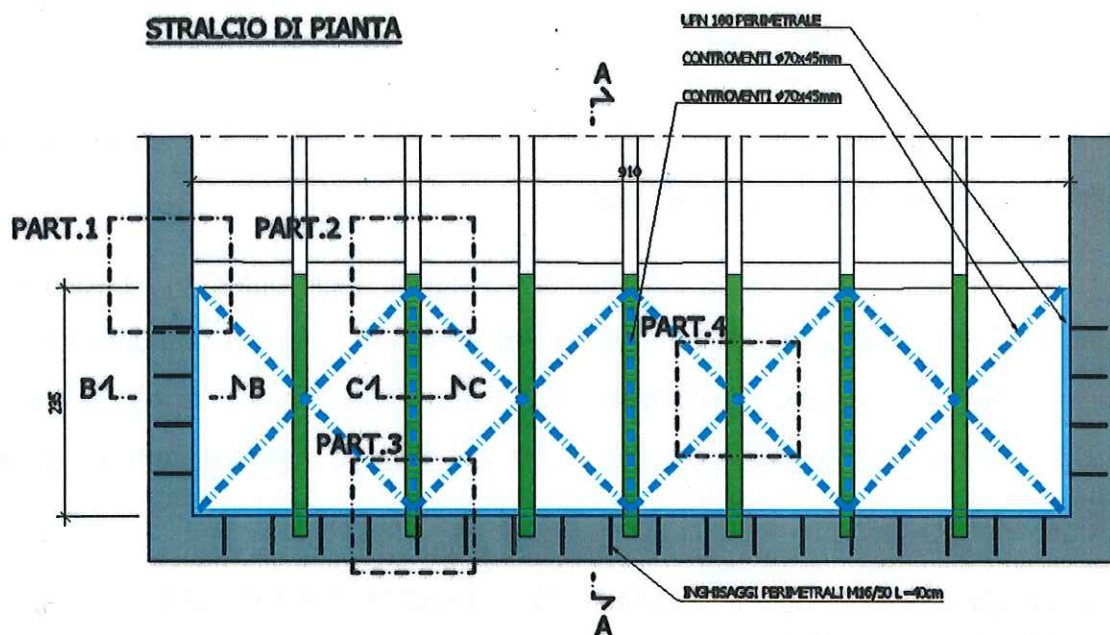


Fig. 20 - Particolare collegamento

La forza a trazione che un generico ancorante è in grado di sopportare alla SLU vale :

$$F = (\pi \phi_{foro} \cdot \tau_{max, ad-m} \cdot L_{anc})$$

La verifica è eseguita a seguire per profondità di inghisaggio di 30 cm.

REF. ETAG ANNEX
C

γ _m	2.5	C.3.2.2.2.	Partail safety factor for failure of the iniection anchor - for use in masonry
----------------	-----	------------	--

Failure of the metal part	C.5.2.1.2
---------------------------	-----------

As 2.01 cmq

f_{uk} 4500 daN/cm²

N_{rd} 36.18 kN

Pull-out failure of the anchor	C.5.2.1.3
--------------------------------	-----------

2.4 cm

hole diameter - compressed air cleaning

τ 3 daN/cm²

l 30 cm

N_{rd} 6.7824 kN

Pull-out of one brick	C.5.2.1.5
-----------------------	-----------

l_{brick} 24

b_{brick} 24

h_{brick} 6

f_{vko} 3 daN/cm²

σ_d 1.8 daN/cm²

Vertical joints designed to be filled with mortar

Nrd 11.95776 kN

La resistenza complessiva delle connessioni è pari a $24 \times 6.8 = 163$ KN, superiore al tiro necessario per garantire la stabilità della parete

Permangono certamente gravi dubbi sull'effettiva resistenza degli inghisaggi, essendo questi direttamente connessi alla qualità della muratura e della tessitura muraria nel punto specifico di connessione. Per tale ragione, si adotterà, per l'intero progetto, il principio di estendere l'inghisaggio ad un minimo di 30 cm sino a 60 cm dove lo spessore murario consentirà l'approfondimento.

10.2 DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DELLA FACCIATA CON CATENE IN ACCIAIO INOX

L'intervento prevede la messa in opera di quattro catene trasversali con la funzione di stabilizzare le pareti. Dall'analisi dell'equilibrio, il tiro minimo necessario per contrastare il fenomeno di ribaltamento vale 5.5 KN/m.

H tot	1140	cm		Ribaltamento semplice prospetto laterale - larghezza 100 cm				
α_0	0.126							
F		b stab	b rib	H	spost.adim.			
KN		m	m	cm	-			
F1	11.00	0.225	11.4	1140	1	11	11	
F2	96.00	0.225	5.7	570	0.5	48	24	
Ftot	107.00	Σ				59	35	3481
Fstab [KN]	5.5	KN	11	h(m)				
Mstab	84.575	KNm						
Minst	672.600	KNm						
M*g	99.5							
a*o	0.100	g						
ag	0.134	capacità	PGA					
	0.133	domanda	101	%				

Tenuto conto che l'interasse tra le catene è di 3,7 m, il tiro massimo vale 20 kN/ catena. Si prevedono barre $\Phi 24$ in acciaio S275 zincato, ovvero caratterizzate da una resistenza massima pari a:

$$F_{rd} = A_{fill} f_{yd} = 3.53 \cdot 2619 = 9245 \text{ daN} \gg F_{sd} - \text{la verifica è ampiamente soddisfatta.}$$

CATENE TRASVERSALI DOTATE DI CAPOCHIAVE A PALETTO E MANICOTTO SINGOLO (A-B-C-D-E)

SCALA 1:10 misure in millimetri

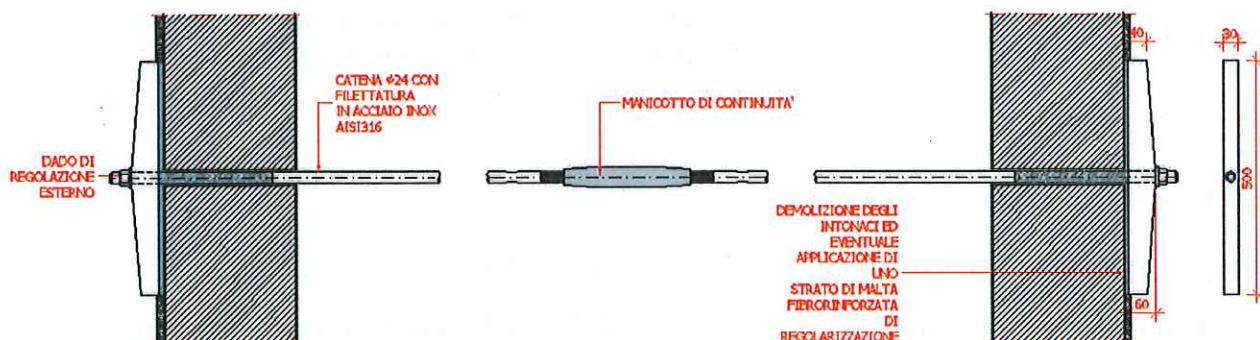
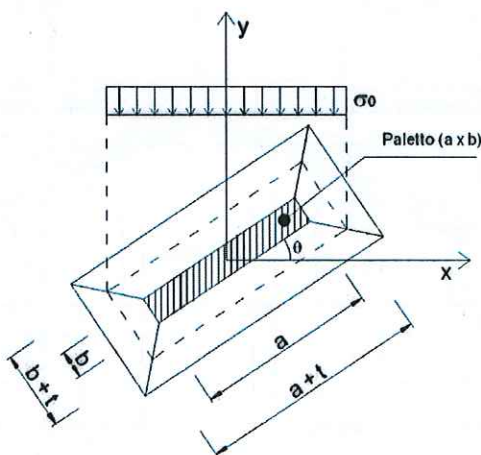


Fig. 21 – Schema tipico catena trasversale

Le catene verranno dotate di un capochiave di testata del tipo "a paletto" avente dimensione 60x3 cm e sezione di altezza variabile da 6 a 3 cm. La verifica a punzonamento è condotta secondo lo schema a seguire, comprendendo il contributo della resistenza a taglio della muratura e l'effetto dell'attrito.



Cuneo di distacco del capochiave a paletto

La formula di calcolo è la seguente:

$$T_{m,t} = 2 \cdot t \cdot \left[f_{vd0}(a + b + 2 \cdot t) + n \cdot \sigma_0 [(a + t) \cdot \cos(\theta) + (b + t) \cdot \sin(\theta)] \right]$$

Si riporta la verifica.

Si assume quale valore di calcolo il massimo tiro misurato in sito.

T	2000 daN	massimo tiro
t	45 cm	spessore muratura
a	60 cm	lunghezza capochiave
b	3 cm	larghezza capochiave
θ	60 °	angolo di inclinazione capochiave
fvd0	0.74 daN/cm ²	resistenza a taglio della muratura
T _{m,t}	10189 daN	verifica a punzonamento della muratura
σ	0 daN/cm ²	sollecitazione di compressione nella muratura (cautelativamente si considera pari a 0)

La verifica è ampiamente soddisfatta.

10.3 INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE DEL TIMPANO DI FACCIATA

Si riporta a seguire la verifica delle strutture metalliche realizzate mediante in tubolari tondi 60.3 mm aventi spessore 2.9 mm.

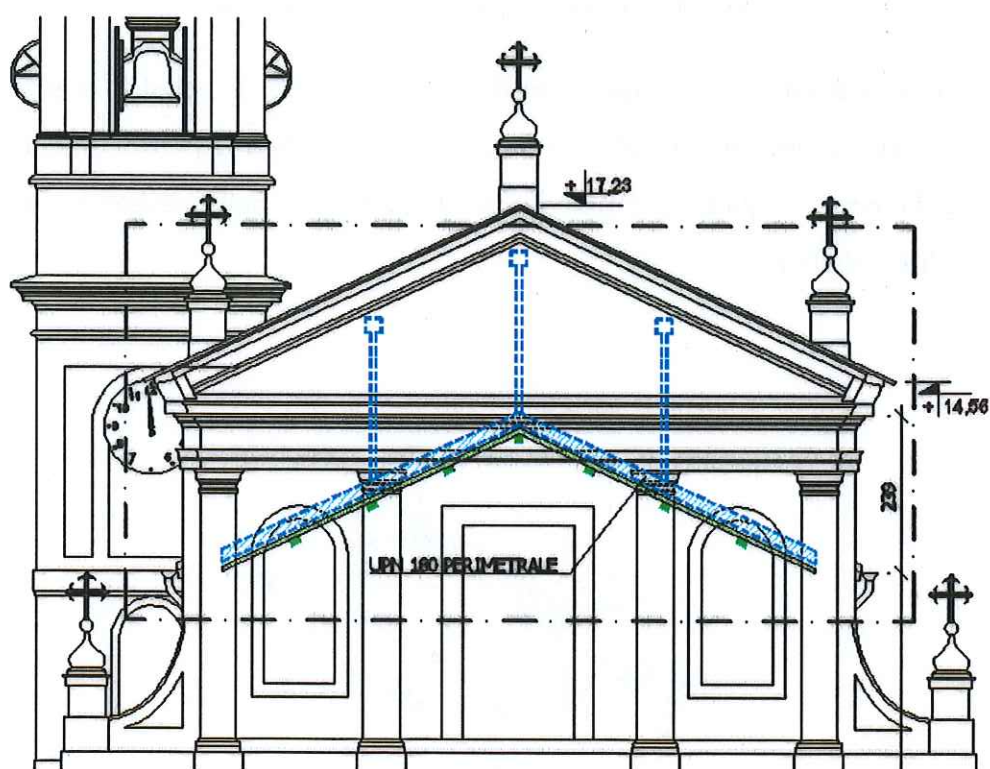
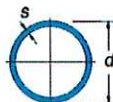


Fig. 22 Intervento di stabilizzazione del timpano sommitale

I tubolari, che funzionano come puntone, verranno fissati mediante inghisaggio alla muratura e mediante viti alle strutture lignee. L'intervento di irrigidimento mediante struttura reticolare

consente di garantire la stabilità delle capriate anche quanto sollecitate al di fuori del loro piano dall'azione, seppur modesta, dei puntoni di stabilizzazione.



d x s mm	Peso kg/m	Sezione di passaggio cm ²	Sezione metallica cm ²	Momento di inerzia J = cm ⁴	Modulo di resistenza W = cm ³	Raggio di inerzia I = cm
33,7 x 2,6	2,010	6,380	2,540	3,090	1,840	1,100
33,7 x 2,9	2,220	6,110	2,810	3,360	1,990	1,090
33,7 x 3,2	2,420	6,650	3,070	3,600	2,140	1,080
42,4 x 2,6	2,570	10,90	3,250	6,460	3,050	1,410
42,4 x 2,9	2,840	10,50	3,600	7,060	3,330	1,400
42,4 x 3,2	3,110	10,20	3,940	7,620	3,590	1,390
48,3 x 2,6	2,950	14,60	3,730	9,780	4,050	1,620
48,3 x 2,9	3,270	14,20	4,140	10,70	4,430	1,610
48,3 x 3,2	3,590	13,80	4,530	11,60	4,800	1,600
60,3 x 2,9	4,140	23,30	5,230	21,60	7,160	2,030
60,3 x 3,2	4,540	22,60	5,740	23,50	7,780	2,020
60,3 x 3,6	5,070	22,10	6,410	25,90	8,580	2,010
76,1 x 2,6	4,750	39,50	6,000	40,60	10,70	2,600
76,1 x 2,9	5,280	38,80	6,670	44,70	11,80	2,590
76,1 x 3,2	5,800	38,20	7,330	48,80	12,80	2,580
76,1 x 3,6	6,490	37,30	8,200	54,00	14,20	2,570
88,9 x 2,6	5,570	55,00	7,050	65,70	14,80	3,050
88,9 x 3,2	6,810	53,50	8,620	79,20	17,80	3,030
88,9 x 3,6	7,630	52,40	9,650	87,90	19,80	3,020
88,9 x 4,0	8,430	51,40	10,70	96,30	21,70	3,000

Caratteristiche dimensionali ed inerziali del nuovo puntone.

$L_{max}=300$ cm da cui snellezza $\lambda=300/2.03=148<250$ – il limite di norma per la snellezza è rispettato.

Si riporta a seguire il valore dell'azione stabilizzante necessaria a garantire il soddisfacimento della verifica a ribaltamento semplice del timpano sommitale.

H tot	289	cm					Ribaltamento timpano di sommità della facciata		
α_0	0.282								
		F	b stab	b rib	H	spost.adim.			
		KN	m	m	cm	-			
F1	305.37	0.225	2.13	213	0.73702	225.0651	165.8784		
Ftot	305.37					Σ	225.0651	165.8784	50654.29316
		54	2.13						
Mstab	183.728	KNm							
Minst	650.438	KNm							
M*g	305.4								
		a quota 14 m							
		T1	0.281171	g					
		H	17.23	m					
		Z	14	m					
		z/H	0.812536	-					
		Se	0.513	g					
a*o	0.209	g							
		ALTEZZA DELL'EDIFICIO ALTEZZA DELLA CERNIERA							

ag	0.279	capacità	PGA	γ	1 -	0.208416	100%
	0.128	domanda	218 %				

Ogni profilo risulta sottoposto ad una sollecitazione di compressione pari a 25 KN. Sulla base delle verifiche di cui al paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC2008, la resistenza all'instabilità dell'asta compressa, la verifica risulta soddisfatta.

Tipo di acciaio utilizzato **S 275 NML**

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza γ_{M0} 1.05 [-]

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità γ_{M1} 1.05 [-]

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura γ_{M2} 1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare **Ø60.3/2.6**

Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE) d_{ext} 60.3 [mm]

Spessore del profilo tubolare (UTENTE) t 2.6 [mm]

Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche 60.3 [mm]

Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche 2.6 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura L 3.30 [m]

Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y β_y 1.00 [-]

Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z β_z 1.00 [-]

Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y L_{ey} 3300.00 [mm]

Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z L_{ez} 3300.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y C_{my} 1.000 [-]

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z C_{mz} 1.000 [-]

Caratteristiche di sollecitazione

Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione

Comb.	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{yEd} [kNm]	M_{zEd} [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	25.00					✓ 0.80

$N_{b,Rd} > N_{sd}$ – la verifica è soddisfatta.

La connessione a parete avviene con n°4 barre inghisate M16, conseguentemente, assumendo il valore di calcolo precedentemente calcolato, la resistenza complessiva della connessione a parete è di $4 \times 6.8 = 27 \text{ kN} > N_{sd}$, la verifica risulta soddisfatta.

10.4 INTERVENTO DI POSTCOMPRESSIONE DEI PINNACOLI

Il principio base dell'intervento è quello di migliorare la stabilità del pinnacolo attraverso l'applicazione di uno sforzo normale indotto dalla post-compressione sulla muratura.

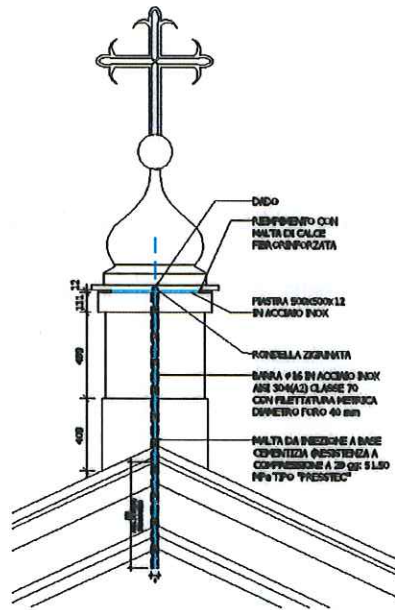


Fig. 23 - Intervento di post-compressione dei pinnacoli

Dalle verifiche allo stato di fatto si aveva:

$$M_{stab} = 648 \times 0,3 = 194,4 \text{ daNm}$$

$$M_{instab} = 333,1 \times 1 = 333 \text{ daN}$$

$$FS = M_{stab} / M_{instab} = 0,58$$

Applicando uno sforzo normale stabilizzante N per un braccio pari ad $b/2$ è possibile arrivare all'equivalenza delle due azioni. Si avrà:

$$N = (333 - 194) / 0,3 = 483 \text{ daN}$$

L'azione verticale da applicare attraverso la piastra di ripartizione varrà 483 daN, ovvero una tensione pari a:

$$f_{sd} = 483 / (24 \times 24) = 0,83 \text{ daN/cm}^2$$

La massima resistenza a compressione della muratura viene calcolata sulla base della Tabella C.8.2.1. delle NTC ed, in ambito sismico, vale:

$$f_{rd} = 24 / (2 \times 1,35) = 8,8 \text{ daN/cm}^2 > f_{sd} - \text{la verifica risulta soddisfatta.}$$

10.5 VERIFICHE STATICHE IN COPERTURA

Si riporta a seguire la verifica delle sezioni lignee 16x16 di nuovo inserimento.

Si riportano i criteri generali di verifica comuni a tutte le strutture lignee dimensionate.

Il valore di calcolo X_d delle proprietà meccaniche del legno viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_m}$$

nella quale:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;
- γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale (Appendice A - Tabella 16-1 delle CNR 206);
- k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura (Appendice A - Tabella 16-2 delle CNR 206). Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Tabella 16-1-Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_m)

Stati limite ultimi	γ_m
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1.30
legno lamellare incollato	1.25
pannelli di particelle o di fibre	1.30
LVL, compensato, OSB	1.20
unioni	1.30
- combinazioni eccezionali	1.00

Tabella 16-2-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	EN 14081-1	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Legno lamellare incollato	EN 14080	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Compensato	EN 636						
	Parti 1, 2, 3	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	Parti 2, 3	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	Parte 3	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300						
	OSB/2	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	OSB/3 OSB/4	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	OSB/3 OSB/4	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312						
	Parti 4, 5	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	Parte 5	2	0.20	0.30	0.45	0.60	0.80
	Parti 6, 7	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	Parte 7	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	HB.HLA 1 o 2	2	0.20	0.30	0.45	0.60	0.80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3						
	MBH.LA1 o 2	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MBH.HLS1 o 2	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MBH.HLS1 o 2	2	-	-	-	0.45	0.80
	EN 622-5						
	MDF.LA, MDF.HLS	1	0.20	0.40	0.60	0.80	1.10
	MDF.HLS	2	-	-	-	0.45	0.80

I valori caratteristici del legno massiccio sono quelli di riferimento della normativa europea UNI EN 338 e recepiti dalla stessa CNR 206. Si riportano a seguire le verifiche sulle sezioni lignee, eseguite adottando i valori caratteristici specifici della classe C24 secondo UNI EN 338, che, nel caso di legname esistente, vengono opportunamente ridotti per il coefficiente di sicurezza 1,35 corrispondente ad LC1 (in caso di sostituzione di legname o integrazione con nuovi elementi il fattore viene ridotto ad 1,0 trattandosi di prodotti nuovi e certificati a norma di legge). Le verifiche specifiche riguardano la messa in opera di nuovi profili integrativi.

Si adottano i seguenti parametri di riferimento:

- CLASSE DI SERVIZIO (par.4.4.5. D.M. 14.01.2008)

Le strutture vengono assegnate alla classe di servizio II come definita da Tab.4.4.II

- CLASSE DI DURATA DEL CARICO (par.4.4.4. D.M. 14.01.2008)

Il dimensionamento viene eseguito in presenza di carichi permanenti (G1 e G2) e di carichi accidentali. La presenza di questi ultimi induce a considerare una classe di MEDIA DURATA (TAB.4.4.IV - Legno massiccio - Classe 2 - Media durata $K_{mod} = 0,8$)

- S.L.E.: La deformazione a lungo termine va calcolata utilizzando il valore medio del modulo elastico ridotto opportunamente mediante il fattore $\frac{1}{1+K_{def}}$

K_{def} viene definito da Tab. 4.4.V che per legno massiccio classe 2 vale 0,8

Tabella 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	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-
		Parte 2	0,80	1,00
		Parte 3	0,80	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
	EN 622-5	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di K_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Tutte le verifiche sono condotte sotto l'ipotesi di trave incernierata alle estremità da cui:

Momento flettente: $M_{sd} = ql^2/8$

Taglio sollecitante: $T_{sd} = ql/2$

Dove:

q = carico lineare per lo stato limite corrispondente

l = luce di calcolo

La freccia corrispondente viene calcolata secondo la tradizionale formulazione:

$f = (5/384)(ql^4/EJ)$

Dove:

q = carico lineare per lo stato limite corrispondente

l = luce di calcolo

J = momento d'inerzia della sezione

E= modulo elastico di calcolo, variabile in funzione del calcolo a breve o lungo termine, secondo precedente indicazione.

VERIFICA DEL NUOVO PROFILO 16x16

C24	fm,k	f,t,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E0,mean	E0,05
di calcolo	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	N/mm2	kN/mm2	kN/mm2
	24	14	0.5	21	2.5	2.5	11	7.4
	14.77	8.62	0.31	12.92	1.54	1.54	6.77	4.55
	E90,mean	Gmean	pk	pmean				
	kN/mm2	kN/mm2						
	0.37	0.69	350	420				
	0.23	0.42						

$\gamma_{tot}=FC\gamma_m$	legno mass	1.3
FC		1
γ_m	legno mass	1.3
γ_m	legno lam	1.25
γ_m	legno fibre	1.3
γ_m	LVL	1.2
γ_m	unioni	1.3
γ_m	azioni eccezionali	1 NB - incendio

Kmod	0.8
Elemento strutturale:	16x16
BASE	16 cm
h	16 cm
L	260 cm
pmin	4.618802 cm
W	682.6667 cm3
J	5461.333 cm4
Msd	37458.85 daNcm
Nsd	0 daN
Tsd	576.29 daN

FLESSIONE

$\sigma_{m,y,d}$	54.87 daN/cm ²	verifica
$f_{m,y,d}$	147.69 daN/cm ²	0.371525 verificato!

Si riporta a seguire la verifica a deformazione della trave.

TRAVE SOSTITUITA 16X16

BASE	16 cm
h	16 cm

L 260 cm
J 5461.33333 cm⁴

Azioni di calcolo

q raro 350 daN/m
q quasi permanente 238 daN/m
q permanente 238 daN/m
q accidentale 112 daN/m

DEFORMAZIONE		
Classe di servizio	2	
u _{2,in}	0.11093251 cm	freccia istantanea
k _{def}	0.8	
u _{fin}	0.35 cm	freccia per comb. rara
u _{dif}	0.24 cm	freccia per comb. quasi permanente
u _{tot}	0.54 cm	freccia totale
E _m	110000 daN/cm ²	

L/ 485.75

limitazione freccia istantanea ok

La verifica risulta soddisfatta.