

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	2
2.	QUADRO NORMATIVO.....	5
3.	FATTORE DI CONFIDENZA.....	6
4.	STIMA DELLA RESISTENZA DELLA MURATURA.....	7
5.	APPROCCIO PROGETTUALE.....	9
6.	AZIONE SISMICA.....	11
7.	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	12
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	14
9.	VERIFICHE STATICHE.....	18
10.	VERIFICHE SISMICHE PER MECCANISMI LOCALI.....	19
11.	VERIFICHE SISMICHE PER MECCANISMI LOCALI IN PRESENZA DI PRESIDI (CATENE).....	25
	11.1 Cinematismo: facciata principale.....	26
12.	VERIFICA SISMICA GLOBALE.....	27
13.	VULNERABILITÀ SISMICA.....	29
14.	DETTAGLIO VERIFICHE STATO DI FATTO.....	30
15.	INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO NEI CONFRONTI DEL COMPORTAMENTO D'INSIEME.....	32
	15.1 Interventi sul campanile.....	32
	15.2 Consolidamento delle murature.....	35
16.	VERIFICA SISMICA NELLO STATO DI PROGETTO.....	37
17.	INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO NEI CONFRONTI DEI MECCANISMI LOCALI.....	38
	17.1 Verifica delle catene.....	38
	17.2 Verifica dei castelletti di ritenuta dei timpani murari.....	39
	17.3 Verifica della copertura.....	41
	17.4 Interventi sulle fondazioni.....	46
18.	CONCLUSIONI.....	47

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il presente studio è finalizzato alla valutazione strutturale della Chiesa della SS. Trinità in Potenza con particolare riferimento alle azioni sismiche ed alla conseguente ipotesi di previsione degli interventi strutturali di miglioramento sismico e di riduzione delle vulnerabilità presenti.

La struttura in esame è la chiesa ubicata lungo la Via Pretoria nel capoluogo lucano.

Tale struttura è costituita da un corpo principale più alto e da vari corpi meno alti disposti lateralmente. Ha un'altezza media di 11 metri e, se si considera il campanile, raggiunge un'altezza massima di 19.60 m. La seguente immagine mostra una foto della Chiesa ripresa dall'ingresso principale.



Figura 1 - Facciata principale della Chiesa

La struttura è già stata soggetta negli anni passati di parziali interventi di ripristino strutturale. E' infatti presente una copertura costituita da capriate in legno posta in

sommità della struttura principale con sottostante solaio in c.a. a chiudere l'intera aula ecclesiale.

In figura 2 è mostrata una vista aerea della Chiesa inserita nel tessuto urbano mentre nella figura 3 è mostrato un modello tridimensionale.



Figura 2 - Vista aerea della struttura

La struttura non presenta orizzontamenti se non per poche eccezioni. Un orizzontamento, posto in corrispondenza dell'ingresso principale, è in legno, a semplice orditura. Altri orizzontamenti presenti nei corpi bassi sono realizzati mediante putrelle in acciaio. In fase di progetto non si è considerato il loro contributo per la redistribuzione delle forze di piano.

Le aperture dell'edificio sia internamente che esternamente presentano irregolarità non trascurabili, sia in pianta che in elevazione. Questi ultimi elementi sono dei punti di debolezza che potrebbero dare origine a rotture localizzate, per tale motivo la loro presenza è stata considerata nella calcolo esecutiva.

L'edificio in pianta è inscritto in un rettangolo di lati 25.85 m e 23.80 m, e soddisfa il criterio di regolarità in pianta ma non il criterio di regolarità in elevazione.

La sua configurazione è sostanzialmente compatta e risulta simmetrica rispetto a tutte e due le direzioni principali. L'irregolarità in altezza fa sì che il centro delle rigidità non coincida con quello delle masse e, per tale motivo, già dai primi modi di

vibrare, sono presenti effetti torsionali non trascurabili.

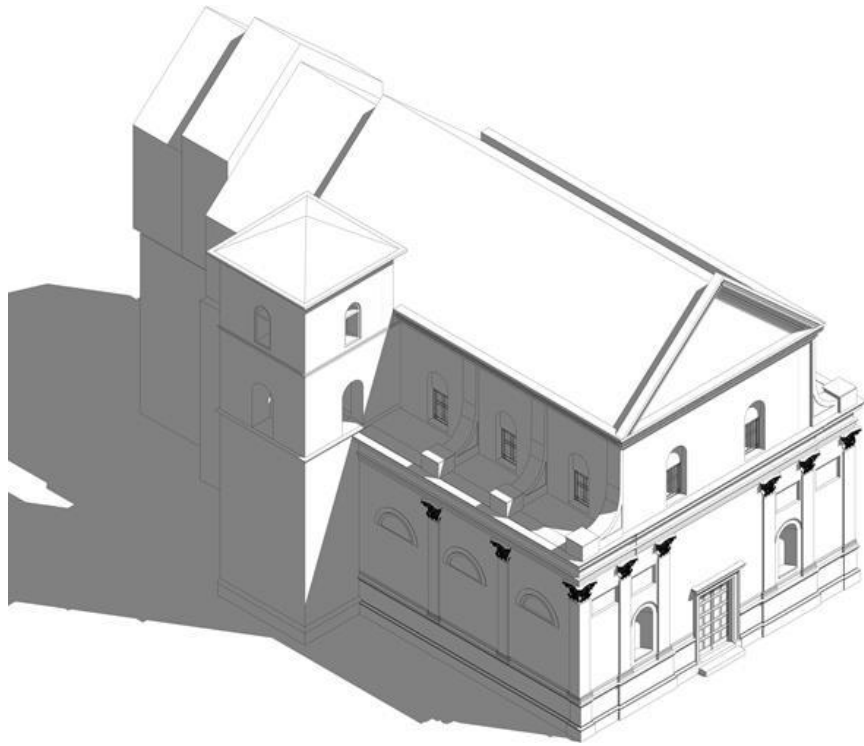


Figura 3 – modello 3D della Chiesa della SS. Trinità

Le specifiche indagini eseguite in fondazione hanno consentito di stabilire che esse sono costituite essenzialmente da muratura.

In base alle indagini eseguite, di seguito riassunte, si è definito il livello di conoscenza ed i relativi parametri meccanici delle murature presenti.

Sono state eseguite indagini sui terreni riportate nell'allegata relazione geologica.

In base alle informazioni reperite è stato possibile identificare, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2018, il suolo sul quale insiste la struttura quale terreno di tipo "B" dal punto di vista dell'amplificazione stratigrafica.

Dal punto di vista topografico, essendo il sito pianeggiante, si può assumere la categoria topografica T1 che quindi non comporta amplificazione.

2. QUADRO NORMATIVO

La verifica dell'intero complesso strutturale e la valutazione delle azioni e delle combinazioni di carico sono state eseguite in conformità alle norme tecniche vigenti. In particolare, il riferimento è alle norme seguenti:

- **D. Lgs. 42/2004**: *"Codice beni culturali e del paesaggio" ai sensi dell'art. 10 della Legge 137/2002*. L'edificio oggetto di studio risulta sottoposto a vincolo Storico-Artistico la cui tutela, protezione e conservazione è normata dal D. Lgs. n. 42/2004 *"Codice dei beni culturali e del paesaggio"* che ha di fatto assorbito le precedenti disposizioni contenute nella Legge n. 1089/1939 e nel D. Lgs. n. 490/1999. Il *"Codice dei beni culturali e del paesaggio"* stabilisce all'articolo 4 che le funzioni di tutela del patrimonio culturale sono attribuite allo Stato ed esercitate dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali; ciò era già riconosciuto dall'articolo 16 della Legge n. 64, del 2 febbraio 1974 (Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche).
- **D.M. 17/01/2018**: Ad oggi la Legge n. 64 del 2 febbraio 1974 è stata superata dalle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"* (NTC) che ha aggiornato la normativa di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Per quanto attiene agli interventi sui beni tutelati, l'articolo 29 del Codice, al comma 4 precisa che, per i beni immobili situati nelle zone dichiarate soggette a rischio sismico in base alla normativa vigente, il restauro comprende l'intervento di miglioramento¹ strutturale.
- **D.M. 2/7/1981**: *"Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia"*.
- **Circ. n. 21745 del 30/7/1981**: *"Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma"*.
- **D.M. 20/11/1987**: *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*.
- **Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni (Versione del Luglio 2006)**. Documento redatto in base ad intesa istituzionale tra il dipartimento della Protezione Civile ed il Dipartimento per i Beni Culturali e Paesaggistici in attuazione del Decreto Interministeriale del 23 maggio 2005.
- **Direttiva DPCM 9.02.2011** riguardo i criteri da adottare nella valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC-2008 (di seguito Linee Guida 2011).

3. FATTORE DI CONFIDENZA

Considerato il carattere storico della struttura in esame si è ritenuto opportuno limitare il numero di indagini distruttive. Al fine di determinare il livello di conoscenza della struttura è stato necessario valutare il grado di conoscenza della stessa in relazione alle informazioni a disposizione.

Il fattore di confidenza è un coefficiente atto a graduare l'attendibilità delle informazioni rilevate durante la campagna di indagini *in situ* nonché desunte dal modello strutturale che si intende utilizzare per la valutazione degli interventi di miglioramento.

Secondo le norme tecniche tale fattore F_c è variabile tra 1 ed 1.35 e per gli edifici monumentali deve essere valutato in base alla tabella 4.1 delle linee guida e tramite la seguente relazione:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

in cui F_{ck} sono addendi inversamente proporzionali all'affidabilità delle informazioni ottenute riguardo a:

Geometria della struttura (F_{c1});

Proprietà dei materiali e dei dettagli costruttivi (F_{c2});

Proprietà meccaniche dei materiali (F_{c3});

Caratteristiche del terreno e delle fondazioni (F_{c4}).

Nel nostro caso si ha

$F_{c1}=0.00$, rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi.

$F_{c2}=0.06$

$F_{c3}=0.06$

$F_{c4}=0.03$

Si ottiene così un valore di $F_c = 1.15$.

Tale valore sarà riduttivo delle resistenze meccaniche nel caso si utilizzi un metodo di verifica basato su analisi globale e amplificativo dell'azione sismica (o riduttivo della capacità sismica) nel caso invece si utilizzino metodi basati sull'analisi limite dell'equilibrio a macroelementi, ovvero l'analisi cinematica lineare.

Ad ogni modo, al fine di una maggiore cautelatività dei calcoli effettuati il fattore di confidenza è stato assunto pari a $F_C=1.2$ corrispondente alla livello di conoscenza LC2.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

4. STIMA DELLA RESISTENZA DELLA MURATURA

I valori di resistenza sono stati dedotti dalla “Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura” riportata nella circolare del febbraio 2009 alle Norme Tecniche. In fig. 4, nel riquadro con linea continua di colore rosso sono riportati i valori di riferimento della muratura di blocchi in cls. semipieni. Avendo stimato un fattore di confidenza $F_C=1.20$ assimilabile ad un livello di conoscenza intermedio LC2 è necessario considerare i valori medi nell’ambito del *range* proposto dalla tabella.

A partire dalla visione della tessitura muraria e dal materiale estratto tramite carotaggi la muratura della Chiesa della SS. Trinità può essere definita “**muratura di pietre a spacco di buona qualità**”.

Pertanto, per tale muratura si ha una resistenza media a compressione $f_m=320 \text{ N/cm}^2$

tale valore va rapportato al valore del fattore di confidenza $F_c=1.20$ e, pertanto, si ottiene il valore di calcolo nel seguente modo:

$$f_c = f_m / F_c = 320 / 1.20 = 266 \text{ N/cm}^2 = 2.66 \text{ MPa}$$

Ovviamente anche gli altri valori sono stati considerati ai fini del calcolo in particolare la resistenza a taglio τ_0 , il modulo elastico longitudinale E e trasversale G , nonché il peso unitario w .

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m^3)
	(N/cm^2)	(N/cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	
	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 sbazzati, 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 $\leq 40\%$)	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	

Fig. 4 - Parametri meccanici delle murature.

Per alcune murature presenti al piano sottotetto realizzati in mattoni pieni si è assunta una resistenza

$$f_m = 320 \text{ N/cm}^2$$

tale valore va rapportato al valore del fattore di confidenza $F_c=1.20$ e, pertanto, si ottiene il valore di calcolo nel seguente modo:

$$f_c = f_m / F_c = 320 / 1.20 = 266 \text{ N/cm}^2 = 2.66 \text{ MPa}$$

5. APPROCCIO PROGETTUALE

Atteso che ad un giudizio preliminare sulla struttura la maggiore vulnerabilità risiede sostanzialmente nell'aver appurato dell'assenza di strutture fondali e contestualmente nella presenza di terreno di fondazione sciolto o detritico per i primi 4-5 metri di profondità, l'intervento di maggior peso sarà proprio quello mirante al consolidamento delle fondazioni. Ad ogni buon conto si sono svolte analisi sismiche sia per meccanismi locali che globali con metodi non lineari al fine di evidenziare le criticità sulla struttura in elevazione.

Si è proceduto quindi alla predisposizione di un modello globale della struttura tramite un software specifico per la verifica di strutture in muratura: 3muri della STADATA. Tale modello è stato utilizzato per le seguenti analisi di dettaglio:

1. Verifica statica: analisi sotto i soli carichi gravitazionali.
2. Analisi sismica dei possibili meccanismi di collasso locali nello stato di fatto.
3. Analisi dei meccanismi locali a seguito della predisposizione di interventi di mitigazione del rischio rilevato dalle analisi di cui al punto 2.
4. Atteso che gli interventi di mitigazione dei meccanismi locali sono stati previsti e progettati si sono eseguite analisi sismiche non lineari globali, cioè riferite all'intera struttura al fine di evidenziare le criticità nel comportamento sismico complessivo.
5. Predisposizione di interventi atti a mitigare le vulnerabilità evidenziate al punto precedente.
6. Analisi globali a valle della predisposizione degli interventi di mitigazione della vulnerabilità globale.

La costruzione in esame è stata considerata di classe III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi - con vita nominale di 50 anni.

L'obiettivo degli interventi progettati è quello di conseguire un miglioramento sismico trattandosi di un bene vincolato. Infatti l'attuale normativa prevede che *“Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 - Codice dei beni culturali e del paesaggio - è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.”*

Le prestazioni sismiche prima ed in seguito all'intervento di progetto sono state misurate dal rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e

l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Le NTC2018 specificano, nel caso di interventi di miglioramento che *“A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ^E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6”*.

Trattandosi nel caso specifico di un bene culturale il target a seguito di intervento potrà essere minore di 0.6.

6. AZIONE SISMICA

I livelli di protezione sismica, associati ai diversi stati limite, sono definiti da opportune probabilità di superamento nel periodo di riferimento del manufatto VR, che tiene conto delle caratteristiche proprie del bene culturale (vita nominale) e dell'esposizione associata alla funzione svolta (classe d'uso).

L'accelerazione orizzontale di riferimento al suolo in condizioni di sito rigido a_g è stata definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito, secondo quanto indicato dalle precedenti NTC2008.

Premesso che la costruzione va considerata appartenente alla classe III e vita nominale di 50 anni si hanno i seguenti parametri di pericolosità sismica:

	SLC	SLV	SLD	SLO
Verifica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
a_g [m/s^2]	2.96	2.30	0.86	0.67
F_0	2.45	2.45	2.38	2.34
T^*_C [s]	0.41	0.38	0.33	0.31
T_R	1,462.00	712.00	75.00	45.00
S_S	1.10	1.17	1.20	1.20
T_B [s]	0.18	0.17	0.15	0.14
T_C [s]	0.54	0.51	0.45	0.43
T_D [s]	2.81	2.54	1.95	1.87

Figura 5 - Parametri di pericolosità sismica

La classe di sottosuolo (B) e la categoria topografica (T1) sono state desunte dalla relazione geologica allegata al progetto.

I valori di pericolosità sono stati ricavati in base al seguente sito di ubicazione dell'immobile:

Ubicazione del fabbricato		Latitudine	Longitudine
Potenza – Chiesa della Trinità Via Pretoria	(Coord. WGS84)	40.638601	15.803466

trattandosi di una costruzione esistente di classe III (*“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi... omissis”*) le verifiche sismiche possono essere riferite al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) trascurando così gli altri stati limite, come consentito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2018.

7. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione strutturale è stata effettuata con il software 3Muri della STADATA, costruendo un modello complessivo della costruzione con il quale è stato possibile effettuare verifiche statiche, sismiche per meccanismi locali e sismiche globali tramite analisi statiche non lineari (pushover)

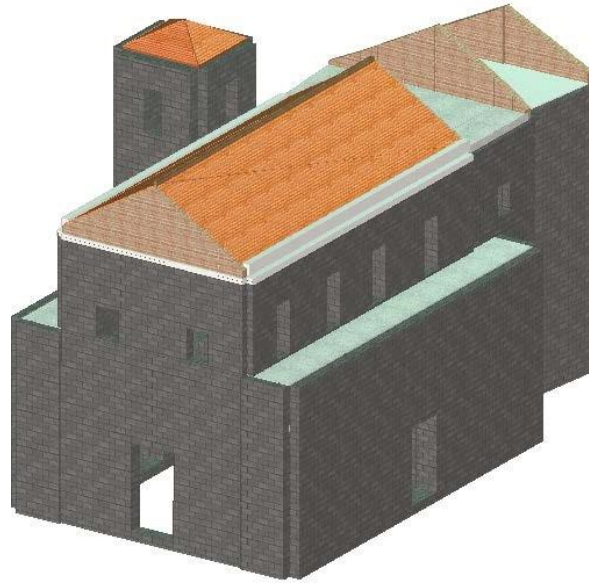


Figura 6 - Modellazione strutturale della Chiesa della SS. Trinità

Ad ogni singolo livello strutturale viene definito il piano medio di ogni parete suddivisa poi in ulteriori segmenti nel caso vi siano variazioni di spessore lungo la parete stessa (cfr. figura successiva).

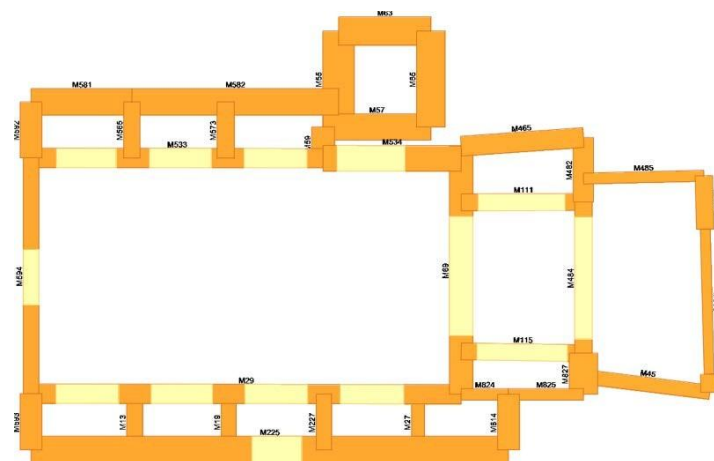


Figura 7 - Esempio di modellazione strutturale per livelli della Chiesa della SS. Trinità

La modellazione dell'edificio è stata quindi realizzata mediante l'inserimento di pareti "discretizzate" in macroelementi rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono stati indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico.

Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce.

La concezione matematica a supporto di tale principio permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento, in modo da restituire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete).

Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni da un primo muro ad un secondo, disposto trasversalmente rispetto al primo.

I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali; sono sollecitabili, perpendicolarmente al loro piano, dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche sollecitano il solaio lungo la direzione del piano medio.

Per questo motivo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende verificare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

8. ANALISI DEI CARICHI

N. Solaio	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Copertura	ψ_0	ψ_2	
10	553	180	155	No	0.70	0.30	Solaio sopra altare quota 1545 cm
11	596	190	50	No	0.70	0.30	Solaio sopra aula quota 1545cm
12	553	180	155	No	0.70	0.30	Terrazzo esterno quota 1016 cm
13	564	250	50	No	0.70	0.30	Solaio sopra coro quota 1545cm
14	582	0	50	No	0.70	0.30	Solaio sopra altare quota 1545cm
15	375	0	50	No	0.70	0.30	Solaio intermedio quota 756cm
16	375	0	50	No	0.70	0.30	Solaio intermedio quota 756cm
17	553	180	155	No	0.70	0.30	Terrazzo esterno quota 1016 cm

N. Volta	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Copertura	ψ_0	ψ_2	
1	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
2	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
3	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
4	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
5	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
6	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
7	847	782	1	No	0.70	0.30	Volte laterali aula quota 756 cm
8	22	60	50	No	0.70	0.30	Volta a crociera sopra altare quota 1545cm
9	22	60	50	No	0.70	0.30	Volta a crociera sopra altare quota 1545cm
10	22	60	50	No	0.70	0.30	Volta a crociera sopra altare quota 1545cm

N. Falda	Gk1 [daN/m2]	Gk2 [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Copertura	ψ_0	ψ_2	
1	300	150	155	Si	0.50	0.30	Copertura campanile quota 1945
2	300	150	155	Si	0.50	0.30	Copertura campanile quota 1945
3	300	150	155	Si	0.50	0.30	Copertura campanile quota 1945
4	300	150	155	Si	0.50	0.30	Copertura campanile quota 1945
5	55	40	155	Si	0.50	0.30	Copertura chiesa quota 1545
6	55	40	155	Si	0.50	0.30	Copertura chiesa quota 1545

Qk=155 daN/m2 (carico neve valutato per la città di Potenza con quota altimetrica di 818 m slm.)

Nella immagini che seguono è possibile individuare ogni singolo solaio, volta oppure falda all'interno della struttura.

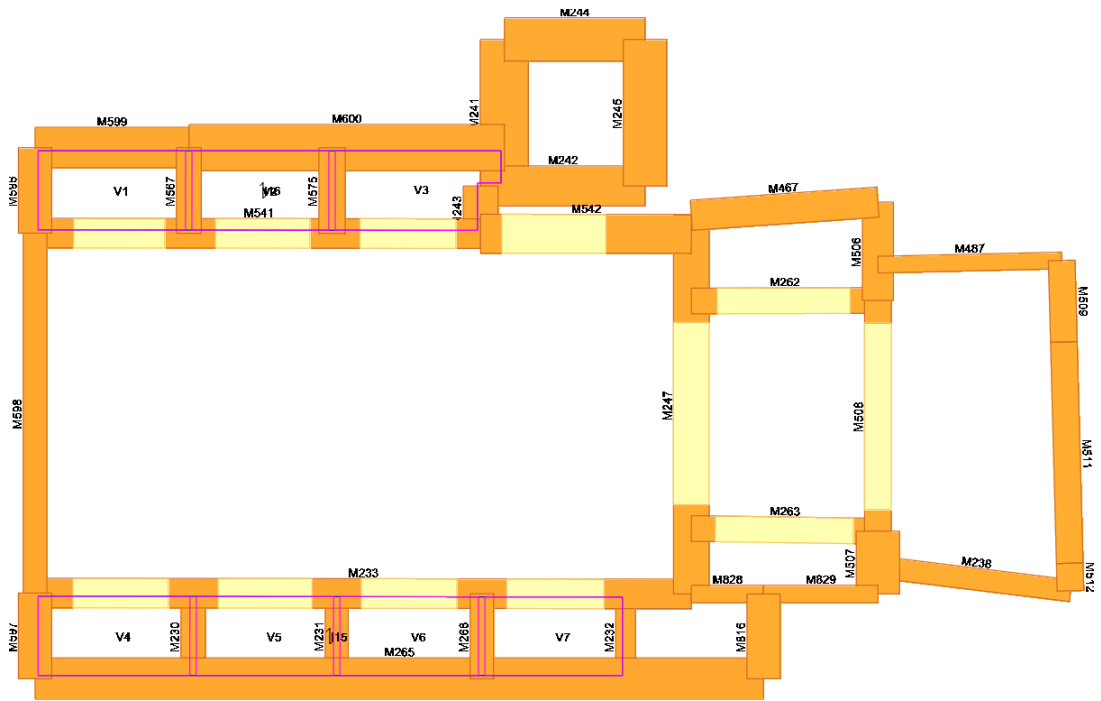


Figura 8 - Modellazione strutturale, pianta livello 2 quota 756 cm

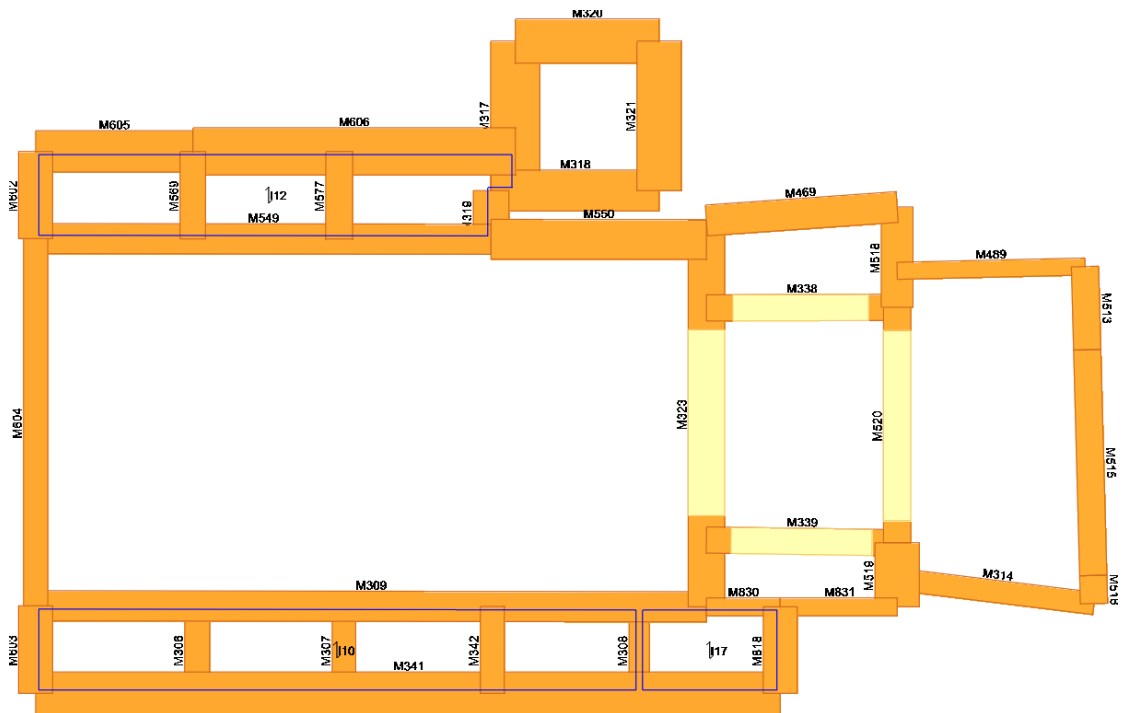


Figura 9 - Modellazione strutturale, pianta livello 3 quota 1016 cm

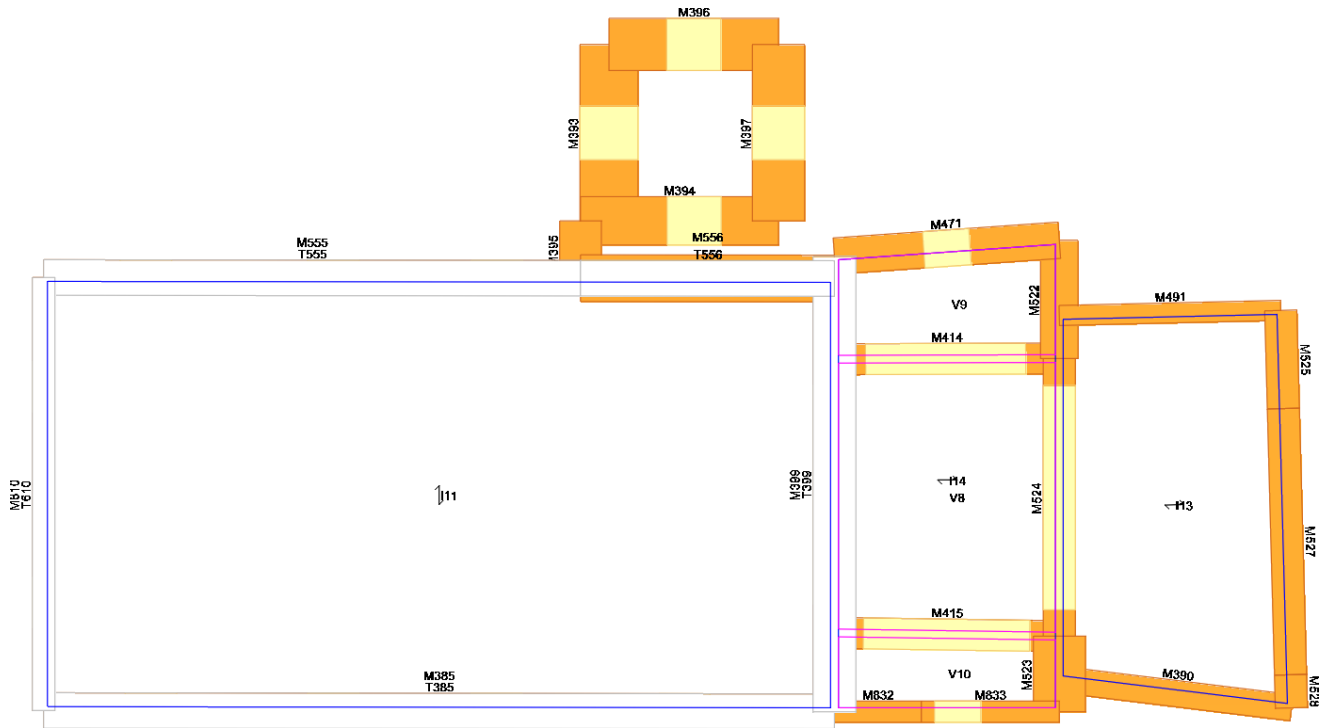


Figura 10 - Modellazione strutturale, pianta livello 4 quota 1545 cm

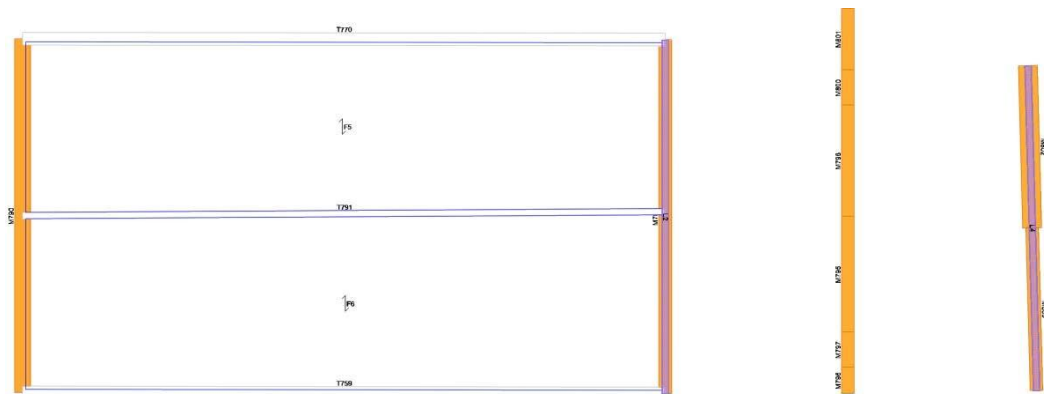


Figura 11 - Pianta livello 4 tetto quota 1545 cm

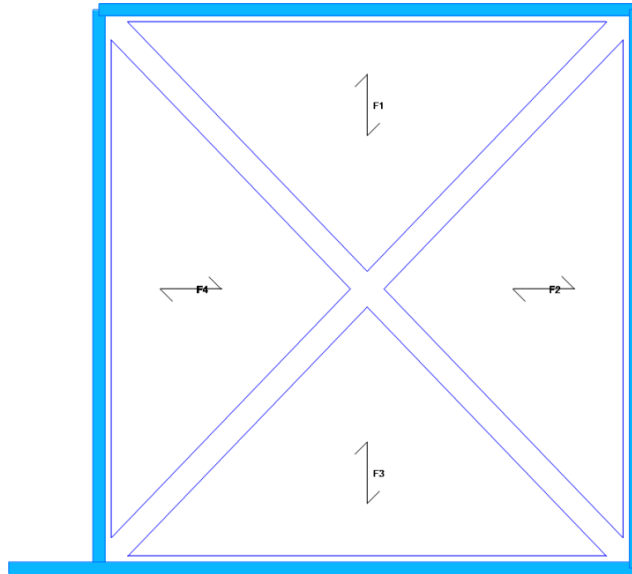


Figura 12 - Pianta livello 5 tetto campanile quota 1945 cm

9. VERIFICHE STATICHE

Tutte le pareti della struttura sono verificate a questo tipo di carico. Nell'immagine seguente è mostrata, a titolo di esempio, la parete n. 24 corrispondente alla facciata principale. Il rapporto N_d/N_{rmax} è sempre minore di 1 per ogni parete dove N_d è il carico agente e N_{rmax} è il massimo sforzo resistente della parete.

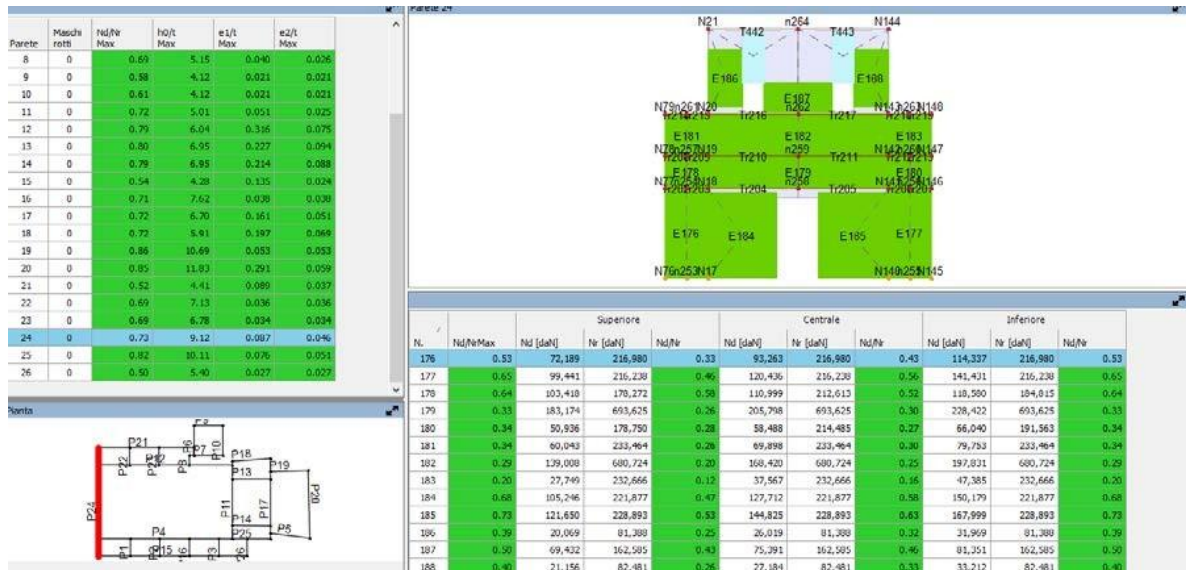


Figura 13 - Schema esemplificativo verifica a carichi verticali

All'interno della relazione di calcolo e dei relativi tabulati sono riportate le verifiche in forma analitica ampliata.

10. VERIFICHE SISMICHE PER MECCANISMI LOCALI

Considerando le condizioni di vincolo delle pareti principali della Chiesa si sono definiti i possibili cinematismi di collasso.

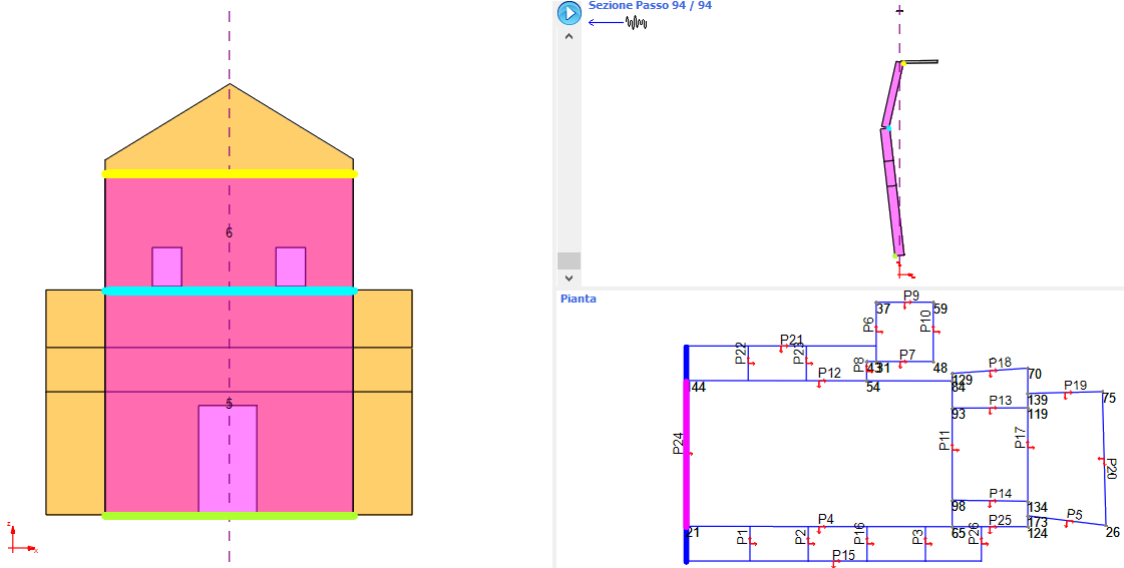
Nel caso in cui la verifica ha riguardato un elemento isolato o una porzione della costruzione, comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0-min}^* = \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Nel caso in cui il meccanismo locale ha interessato una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si è tenuto conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_0^* \geq a_{0-min}^* = \max \left(\frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}; \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \right)$$

Ad esempio, per la facciata principale, considerando la presenza del solaio di sottotetto a quota 1545 cm si è individuato un meccanismo come rappresentato in figura.



La cui verifica non è soddisfatta

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

a^*_0 1.16 [m/s²] < a^*_{0-min} 1.46 [m/s²]

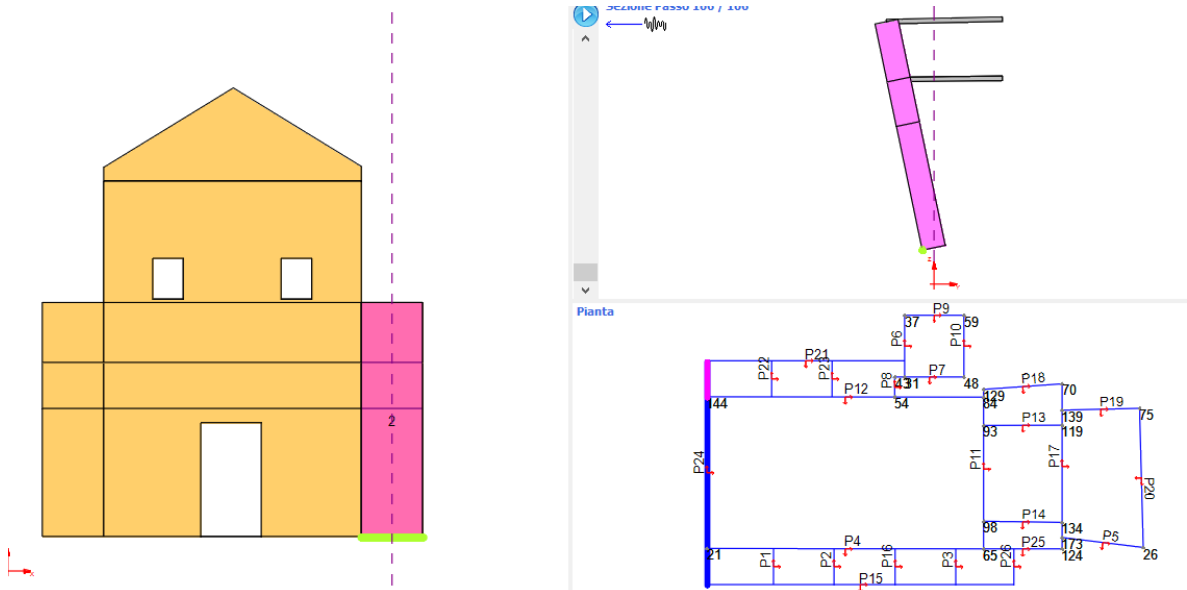
$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q}$$

[C8A.4.9]

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0.123 PGAc 2.02 [m/s²] α 0.79

Per la medesima parete si sono individuati altri possibili meccanismi di seguito riportati

Zone laterali della facciata



Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

a^*_0 0.96 [m/s²] < a^*_{0-min} 1.46 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q}$$

[C8A.4.9]

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0.102 PGAc 1.67 [m/s²] α 0.66

Timpano principale

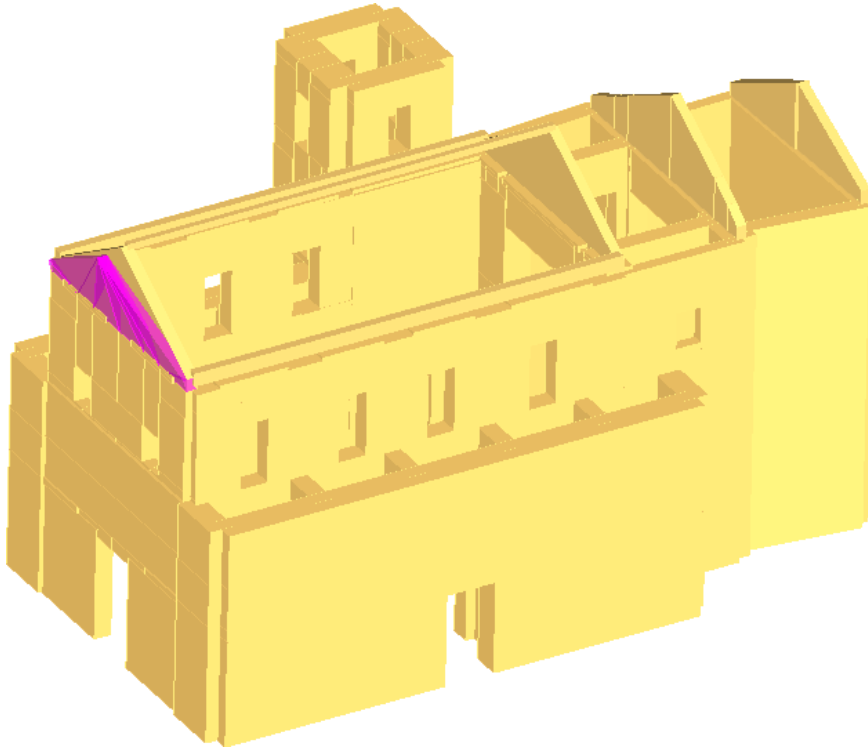


Figura 14 - Cinematismo di collasso del timpano principale

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a^*_0 = 1.51 \text{ [m/s}^2]$ $\geq a^*_{0-min} = 1.46 \text{ [m/s}^2]$

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0.142

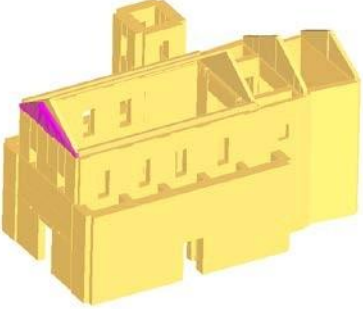
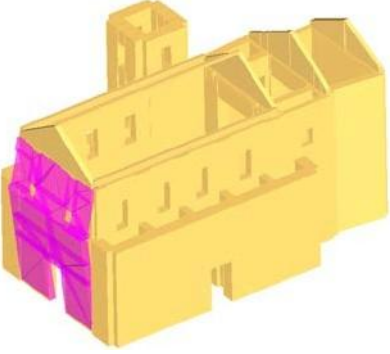
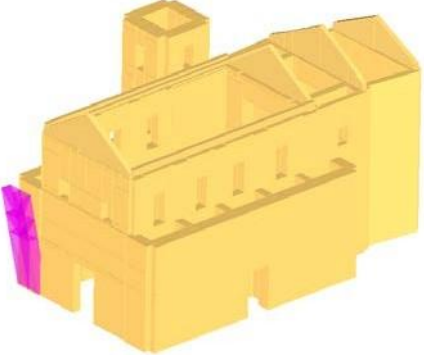
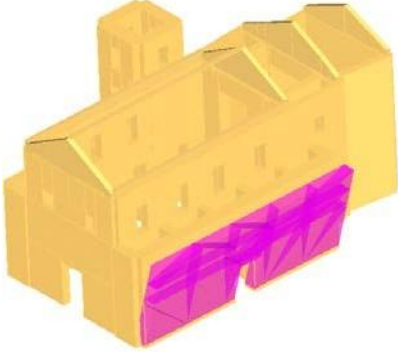
Vincolo in quota

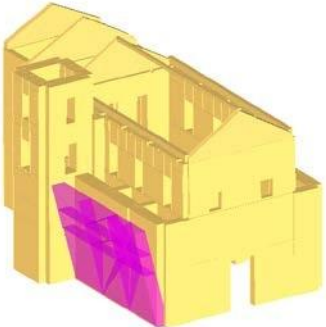
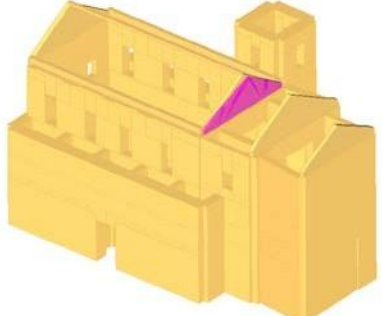
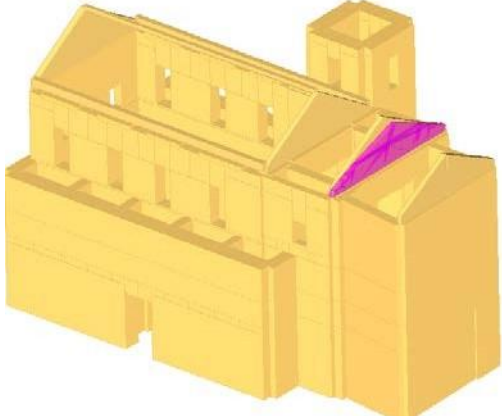
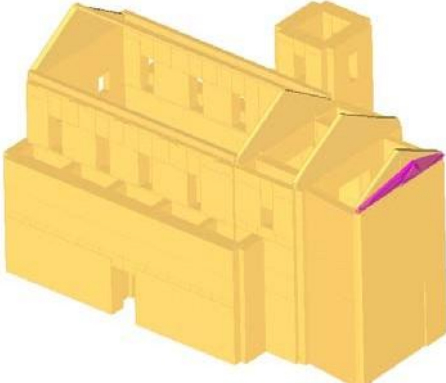
La verifica NON è soddisfatta

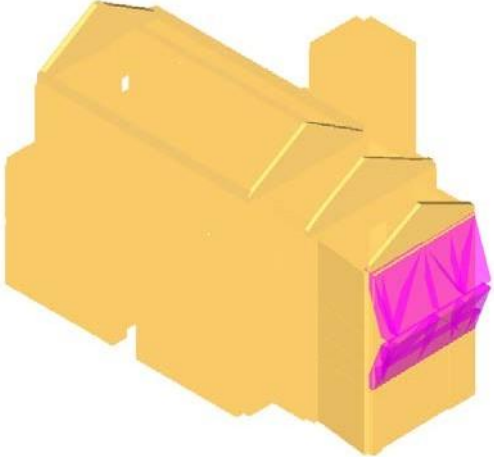
$a^*_0 = 1.51 \text{ [m/s}^2]$ $< a^*_{0-min} = 3.84 \text{ [m/s}^2]$

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

PGAc $1.00 \text{ [m/s}^2]$ $\alpha = 0.39$

Cinematismo	Coefficiente secur.	
Timpano principale	0.39	
Facciata principale	0.79	
Parte lat sx = dx facciata principale	0.66	
Facciata su Via Pretoria	0.79	

Facciata Via Cairoli	0.78	
Timpano secondario	0.32	
Timpano terziario	0.38	
Timpano quaternario	0.57	

Parete P20	1.50	
------------	------	--

Il minimo valore del coefficiente di sicurezza vale $FS=0.32$ questo significa che il rapporto tra la capacità della struttura e l'azione sismica vale:

$$\zeta_E=0.32$$

In virtù di tale assunto si sono predisposti alcuni interventi finalizzati ad elevare il valore di tale rapporto.

11. VERIFICHE SISMICHE PER MECCANISMI LOCALI IN PRESENZA DI PRESIDI (CATENE)

Al fine di ottenere un coefficiente di sicurezza maggiore di 1 per tutti i meccanismi sopra menzionati sono state previste alcune catene metalliche di contenimento atte ad evitare il ribaltamento fuori dal proprio piano delle pareti. A titolo di esempio si riportano gli interventi ipotizzati per la facciata principale.

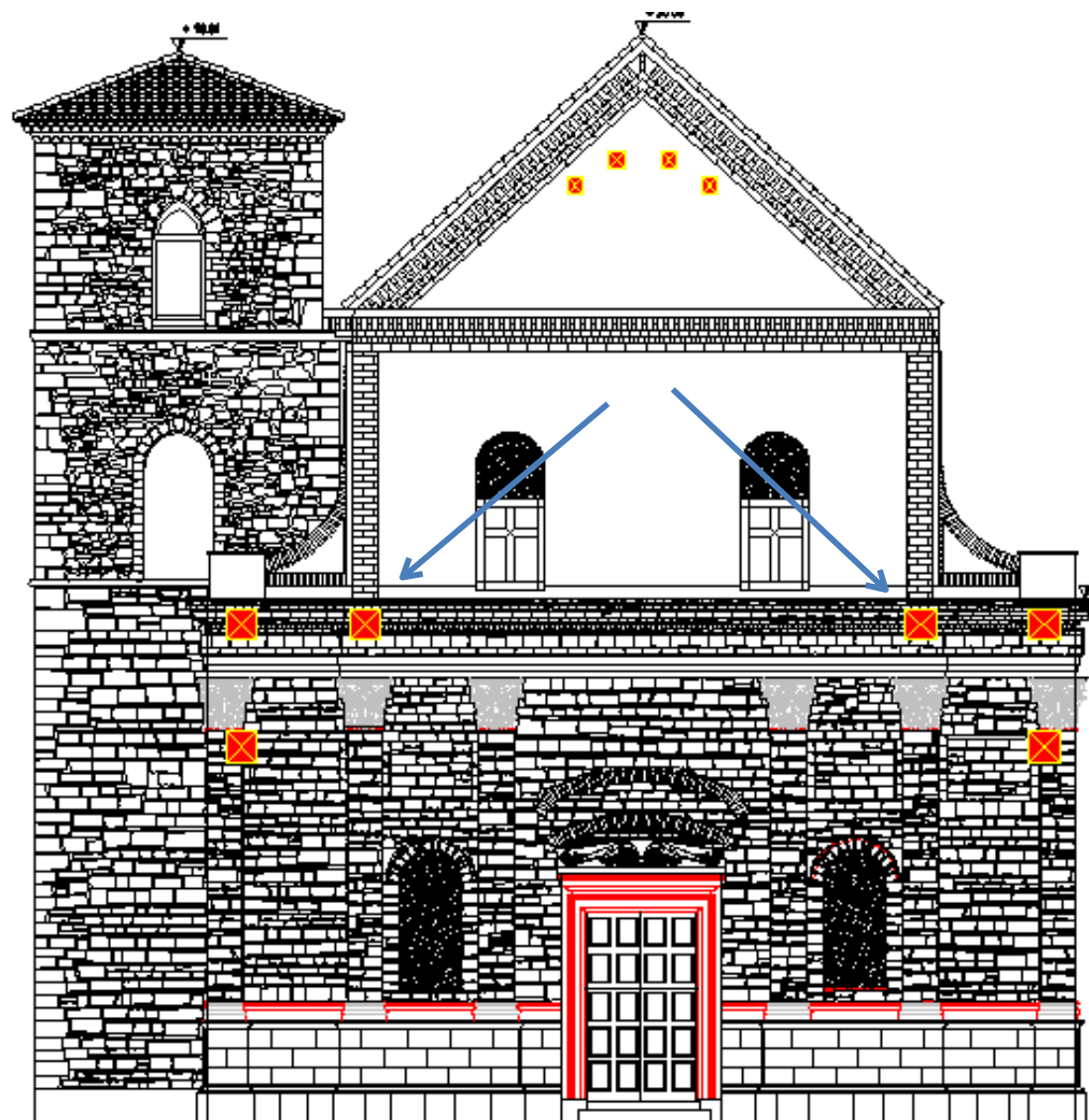


Figura 15 - Esempio di presidi contro il ribaltamento fuori dal piano

I punti indicati con le frecce sono rappresentativi delle catene da installare a presidio della facciata principale. Le altre catene presenti sono relative alle parti laterali della facciata ed al timpano principale.

Si è ipotizzato che tali catene siano in grado di esplicare forze pari a 2500 daN ciascuna. A seguito di questa ipotesi è stata effettuata nuovamente la verifica del cinematismo come di seguito riportato, ottenendo un coefficiente di sicurezza maggiore di 1.0.

11.1 Cinematismo: facciata principale

Blocco	Xg [cm]	Yg [cm]	Zg [cm]	Peso[daN]	Parete
5	828	0	542	-156,582	24
6	827	0	1,311	-88,246	24

Tipo vincolo	Quota [cm]	Parete	Angolo [°]
Cerniera esterna	0	24	0
Cerniera interna	1,016	24	-
Appoggio esterno	1,545	24	-

Carico Concentrato	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]
1	883	1,822	956	2,500.00	0.00	0.00
2	1,913	1,822	956	2,500.00	0.00	0.00

Moltiplicatore attivazione (a0)	0.161
a*0 [m/s ²]	1.52
a*0-min() [m/s ²]	1.46
Coefficiente sicurezza ()	1.04
Verifica superata	Sì

All'interno della relazione di calcolo e dei relativi tabulati sono riportate le verifiche di tutti i meccanismi non verificati nello stato di fatto.

12. VERIFICA SISMICA GLOBALE

Una volta risolte le vulnerabilità dovute ai meccanismi locali ha senso effettuare le analisi complessive della costruzione. Si è deciso, pertanto, di procedere con l'esecuzione di un'analisi "statica non lineare".

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni di normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1)
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2);

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto.

L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio all'80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bilineare di un sistema equivalente (SDOF).

Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine, interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente permette di individuare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati dalla normativa. La normativa definisce un'eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: individua la direzione lungo cui viene sollecitata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Uniforme	0.0	4	93
2	+X	Forze statiche	0.0	4	93
3	-X	Uniforme	0.0	4	93
4	-X	Forze statiche	0.0	4	93
5	+Y	Uniforme	0.0	4	93
6	+Y	Forze statiche	0.0	4	93
7	-Y	Uniforme	0.0	4	93
8	-Y	Forze statiche	0.0	4	93
9	+X	Uniforme	99.5	4	93
10	+X	Uniforme	-99.5	4	93
11	+X	Forze statiche	99.5	4	93
12	+X	Forze statiche	-99.5	4	93
13	-X	Uniforme	99.5	4	93
14	-X	Uniforme	-99.5	4	93
15	-X	Forze statiche	99.5	4	93
16	-X	Forze statiche	-99.5	4	93
17	+Y	Uniforme	161.3	4	93
18	+Y	Uniforme	-161.3	4	93
19	+Y	Forze statiche	161.3	4	93
20	+Y	Forze statiche	-161.3	4	93
21	-Y	Uniforme	161.3	4	93
22	-Y	Uniforme	-161.3	4	93
23	-Y	Forze statiche	161.3	4	93
24	-Y	Forze statiche	-161.3	4	93

13. VULNERABILITÀ SISMICA

Viene calcolato l'indice di rischio α_{SLV} .

Questi parametri vengono calcolati come rapporto delle seguenti quantità:

1. Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.
2. Accelerazioni di domanda: valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica.

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico ricavato nella forma dello spettro.

14. DETTAGLIO VERIFICHE STATO DI FATTO

N	Direzione sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLV
1	+X	Uniforme	0	0.205
2	+X	Forze statiche	0	0.106
3	-X	Uniforme	0	0.355
4	-X	Forze statiche	0	0.151
5	+Y	Uniforme	0	0.575
6	+Y	Forze statiche	0	0.438
7	-Y	Uniforme	0	0.424
8	-Y	Forze statiche	0	0.19
9	+X	Uniforme	99.5	0.254
10	+X	Uniforme	-99.5	0.03
11	+X	Forze statiche	99.5	0.187
12	+X	Forze statiche	-99.5	0.298
13	-X	Uniforme	99.5	0.218
14	-X	Uniforme	-99.5	0.292
15	-X	Forze statiche	99.5	0.081
16	-X	Forze statiche	-99.5	0.154
17	+Y	Uniforme	161.3	0.57
18	+Y	Uniforme	-161.3	0.685
19	+Y	Forze statiche	161.3	0.148
20	+Y	Forze statiche	-161.3	0.25
21	-Y	Uniforme	161.3	0.402
22	-Y	Uniforme	-161.3	0.467
23	-Y	Forze statiche	161.3	0.169
24	-Y	Forze statiche	-161.3	0.143

α SLV_min	0.03
------------------	------

Nella tabella precedente sono mostrati i risultati della analisi statiche non lineari.

Il minimo valore dei coefficienti di rischio α SLV si ottiene per l'analisi n. 10 e vale 0.03. La prima parete che entra in crisi è la n. 7 appartenente al campanile. La crisi è per pressoflessione trattandosi di elementi snelli a causa della presenza delle aperture.

Gli interventi di mitigazione, pertanto, non possono prescindere dalla vulnerabilità del campanile.

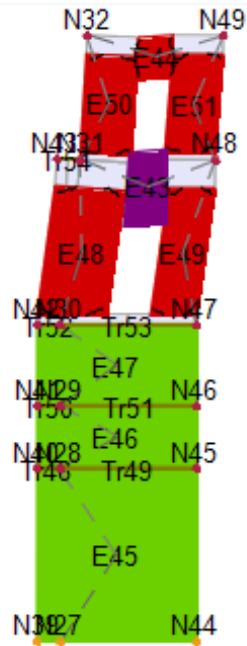


Figura 16 - Crisi elementi campanile direzione X (analisi pushover n. 10)

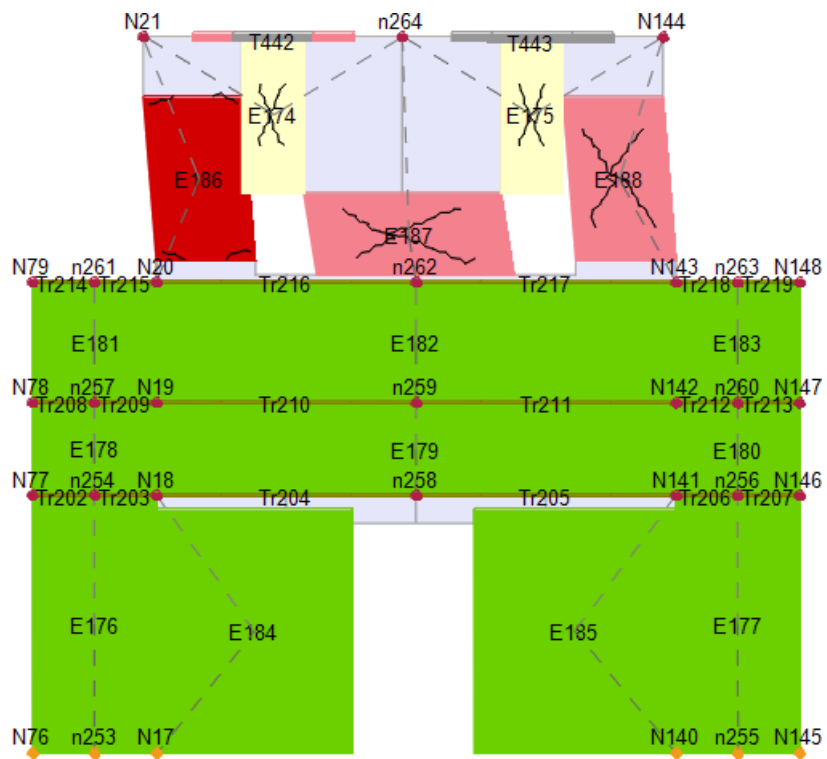


Figura 17 - Crisi elementi di facciata direzione Y (analisi pushover n. 24)

In direzione Y l'analisi con indice più basso è la n. 24 che evidenzia la crisi, tra gli altri, degli elementi della parete di facciata così come mostrato nella figura precedente.

15. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO NEI CONFRONTI DEL COMPORTAMENTO D'INSIEME

Al fine di elevare la capacità sismica della costruzione nei confronti dei meccanismi e dei comportamenti di tipo globale sono stati previsti interventi di rafforzamento sul campanile tramite la costruzione di un telaio di controventamento interno con profili metallici saldati tra loro, iniezioni di miscele leganti su alcune pareti e un rafforzamento tramite intonaco armato sulla parete P20 opposta alla facciata principale.

15.1 Interventi sul campanile

La soluzione progettuale presa in considerazione per il consolidamento statico del campanile della chiesa della SS. Trinità in Potenza privilegia l'esecuzione di interventi dall'interno del campanile stesso in modo da non modificarne il godibile aspetto esteriore. Al fine di fornire unitarietà strutturale al manufatto - oltre che aumentarne la capacità sismica - è stata prevista la costruzione di una struttura metallica interna che sia in grado anche di inibire eventuali meccanismi locali. Nel rispetto della moderna filosofia del restauro conservativo, inoltre, tale soluzione ha il pregio di poter essere rimossa in qualunque momento e, qualora necessario, in un futuro prossimo, garantire la possibilità di restituire inalterato il materiale originario del campanile in modo da affidarlo ai sistemi di risanamento che, in quel tempo futuro, potrebbero risultare più moderni e innovativi. Quest'ultima soluzione, infine, consente agevolmente la costruzione di una scala leggera interna (attualmente assente) anch'essa metallica.

Sarà necessario realizzare una struttura fondale in grado riportare al terreno le azioni raccolte da questa struttura ausiliaria, soprattutto in caso di sisma, quando essa viene chiamata a collaborare. Tale struttura fondale sarà rappresentata da un cordolo esterno fondato su micropali collegato con la struttura interna.

L'intervento è schematizzato nelle seguenti figure dove si vede la struttura interna costituita da 4 profilati HEM160 verticali collegati lungo l'altezza con passo di circa 3 m e controventata con profili dello stesso tipo.

In corrispondenza delle strutture orizzontali di collegamento saranno praticate delle perforazioni armate ed inghisate con malta cementizia proprio per ben connettere la struttura muraria a quella metallica ed evitare i meccanismi locali di ribaltamento.

Si fa presente che il telaio metallico anzidetto dovrà essere fondato in maniera indipendente dalla struttura muraria del campanile. Per questo è stata prevista la realizzazione di un cordolo su micropali.

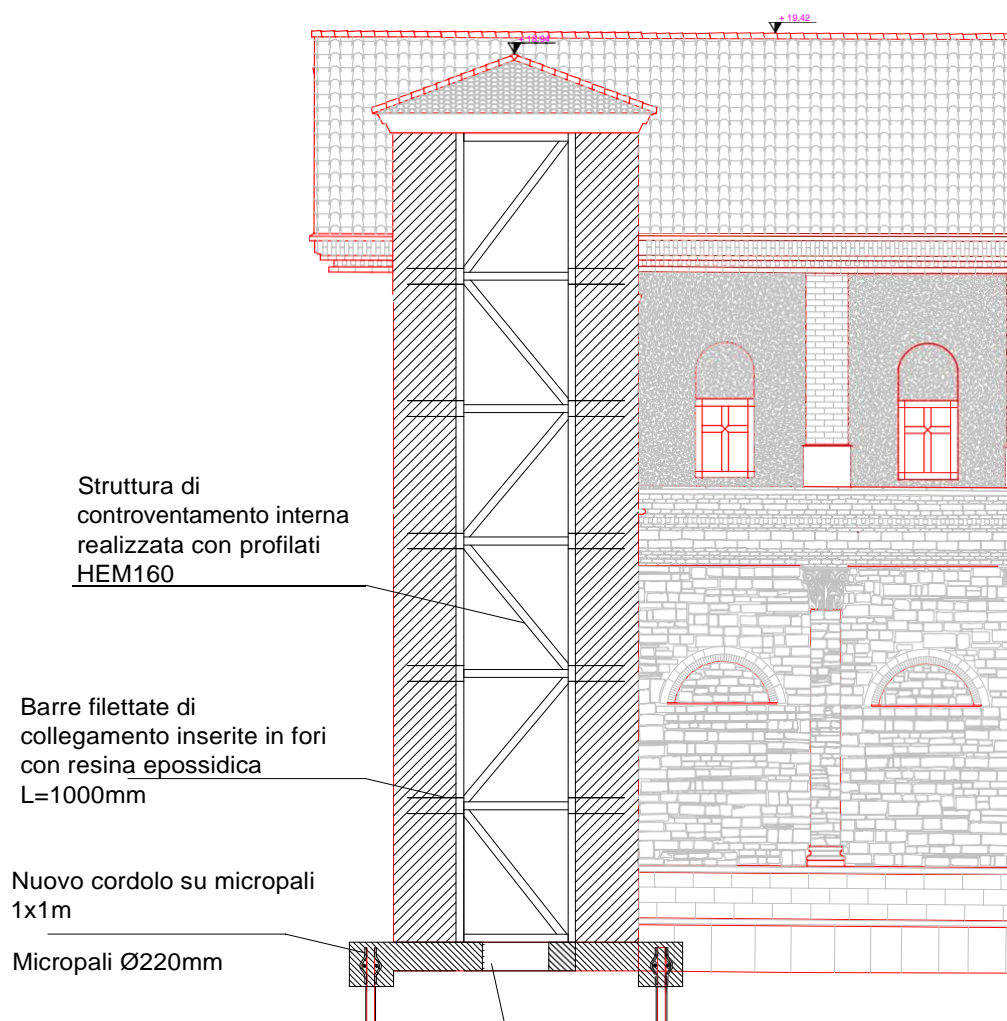


Figura 18 - Schematizzazione interventi sul campanile

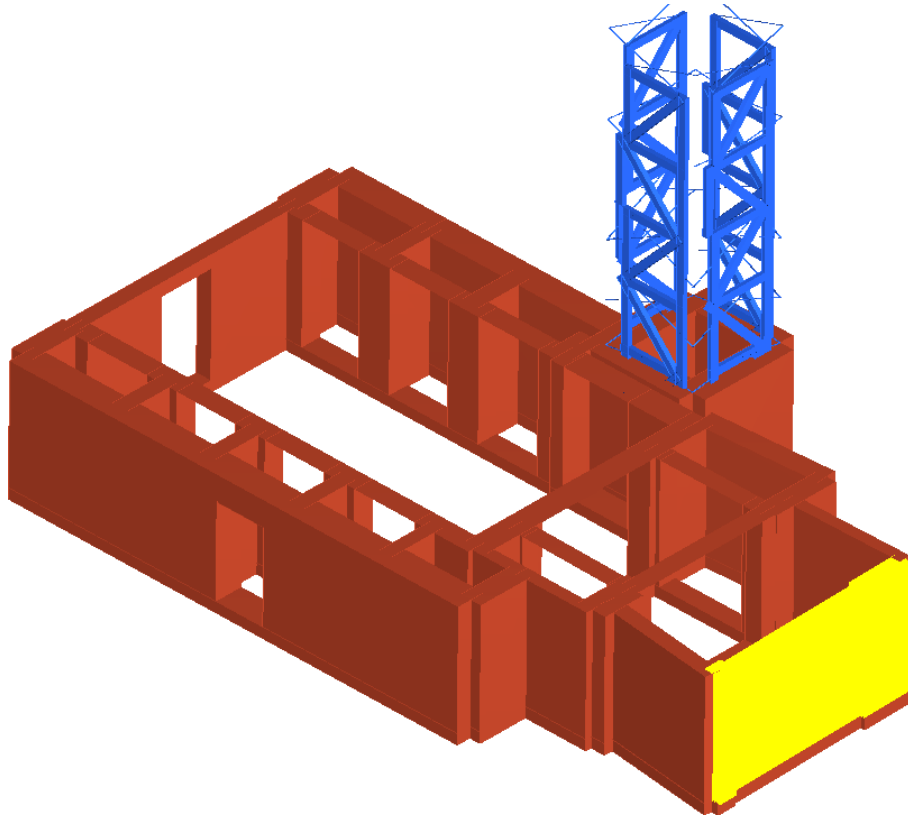


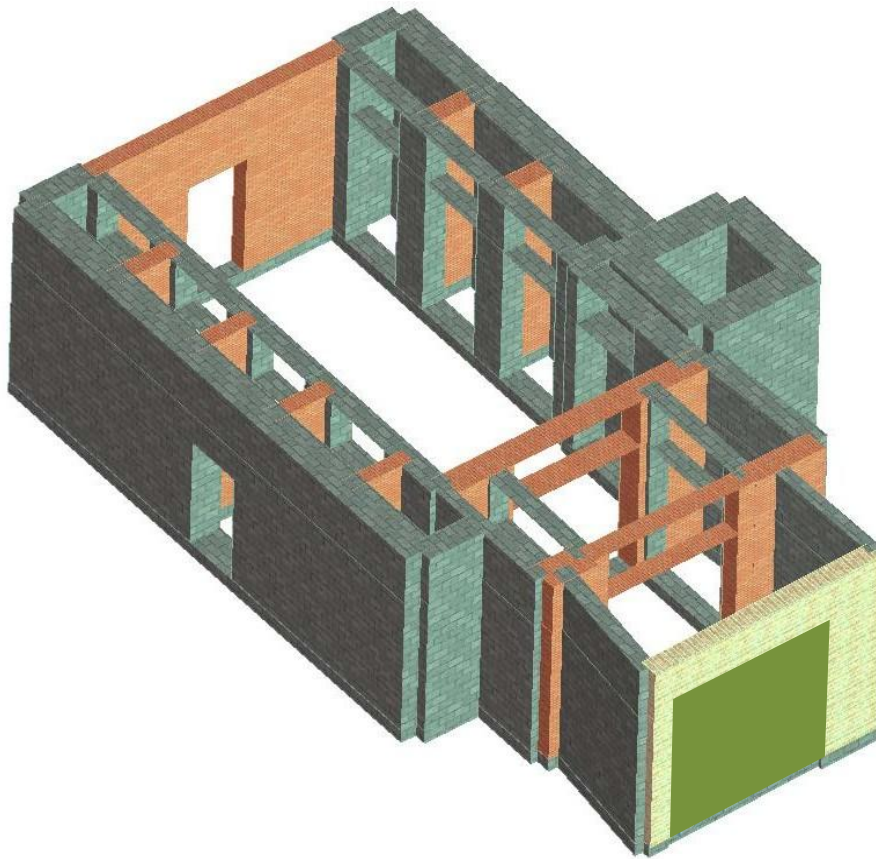
Figura 19 - Schematizzazione interventi sul campanile

I telai di rinforzo sono stati appositamente inseriti nello stato di progetto del modello della struttura e quindi considerati nelle successive analisi globali.

Il collegamento tra i telai ausiliari e le murature del campanile è stato modellato tramite elementi rigidi (link, elementi blu a tratto sottile in figura precedente).

15.2 Consolidamento delle murature

Il consolidamento delle murature che maggiormente condizionano la capacità globale della struttura è stato previsto tramite iniezioni di miscele leganti.



Legenda dei materiali e degli interventi



Muratura di pietra a spacco non consolidata



Muratura di mattoni piani non consolidata



Muratura di pietra a spacco consolidata con iniezioni di miscele leganti



Muratura di mattoni con intonaco armato (rete fi8/20x20)

In conformità a quanto contenuto in tabella C8A.2.2 riportata in appendice alla circolare 617/2009, in presenza di iniezioni di miscela leganti ed intonaco armato si hanno coefficienti amplificativi delle resistenze murarie.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

16. VERIFICA SISMICA NELLO STATO DI PROGETTO

Il programma di calcolo 3muri della STADATA è stato di ausilio nel considerare le modifiche indotte ai parametri meccanici delle murature nonché la presenza di telai di rinforzo. Le analisi sismiche statiche non lineari (pushover), pertanto, sono state eseguite nuovamente dopo dette modifiche.

Le analisi numeriche statiche non lineari sono state effettuate tenendo conto degli interventi ipotizzati. I risultati sono riportati di seguito.

Il valore minimo del coefficiente di rischio si ottiene ancora una volta per l'analisi n. 10 ed è pari a **0.588**. Si è conseguito, quindi, un netto miglioramento passando da 0.031 a 0.588.

N.	Direzione sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLV
1	+X	Uniforme	0	0.771
2	+X	Forze statiche	0	0.728
3	-X	Uniforme	0	0.692
4	-X	Forze statiche	0	0.687
5	+Y	Uniforme	0	0.687
6	+Y	Forze statiche	0	0.782
7	-Y	Uniforme	0	0.787
8	-Y	Forze statiche	0	0.625
9	+X	Uniforme	99.5	0.675
10	+X	Uniforme	-99.5	0.588
11	+X	Forze statiche	99.5	0.626
12	+X	Forze statiche	-99.5	0.596
13	-X	Uniforme	99.5	0.628
14	-X	Uniforme	-99.5	0.773
15	-X	Forze statiche	99.5	0.657
16	-X	Forze statiche	-99.5	0.649
17	+Y	Uniforme	161.3	0.762
18	+Y	Uniforme	-161.3	0.634
19	+Y	Forze statiche	161.3	0.653
20	+Y	Forze statiche	-161.3	0.622
21	-Y	Uniforme	161.3	0.701
22	-Y	Uniforme	-161.3	0.619
23	-Y	Forze statiche	161.3	0.663
24	-Y	Forze statiche	-161.3	0.654

α SLV_min	0.588
------------------	-------

17. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO NEI CONFRONTI DEI MECCANISMI LOCALI

17.1 Verifica delle catene

Tutte le catene previste sono da realizzarsi con barre in acciaio di classe 6.8. La massima forza richiesta a tali catene è pari a 25000 N.

L'area resistente di una barra M24 è pari a 353mm²

La tensione di lavoro sarà $\sigma=N/A=25000/(353)= 70$ MPa.

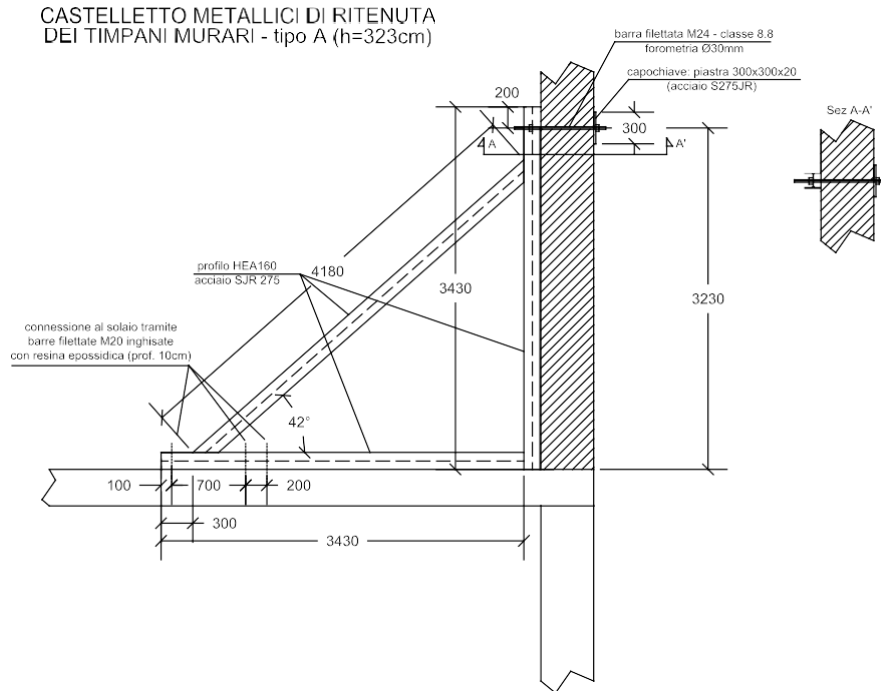
I bulloni di classe 6.8 hanno una tensione di snervamento di 480 MPa.

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_b (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

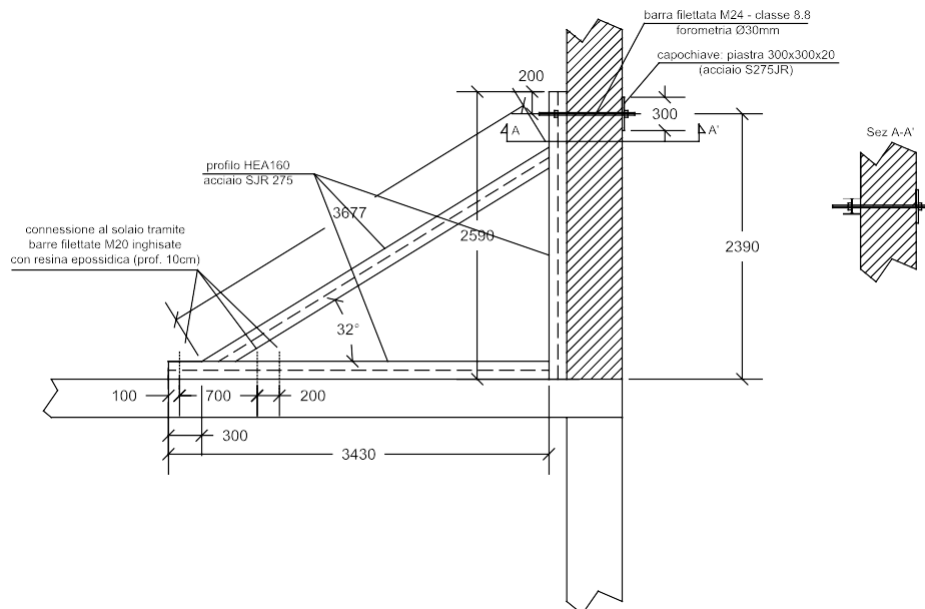
Le catene previste, pertanto, sono ampiamente verificate.

17.2 Verifica dei castelletti di ritenuta dei timpani murari

Vi sono sostanzialmente due tipologie che si differenziano a seconda dell'altezza totale al livello del perno di ritenuta. Nelle immagini successive sono riportati i tipologici esecutivi.



CASTELLETTO METALLICO DI RITENUTA DEI TIMPANI MURARI - tipo B (h=239cm)



Tutti gli elementi componenti tali sottostrutture sono profilati metallici del tipo HEA160 in acciaio di classe SJR275 con tensione caratteristica di snervamento pari a $f_{yk}=275$ MPa.

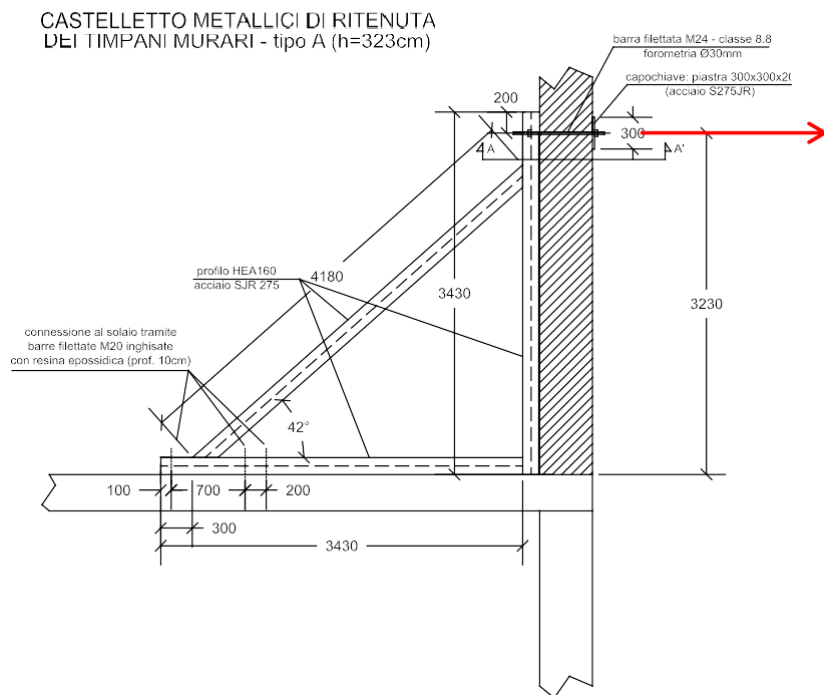
Il massimo livello di sforzo orizzontale che dette strutture devono essere in grado di sostenere è pari a $N=1500$ daN, come risulta dalle verifiche dei meccanismi locali in presenza di elementi di ritenuta.

Il massimo sforzo nell'elemento inclinato è

$$H=N/\cos(\alpha) = 1500/\cos(42^\circ)=2018 \text{ daN}$$

La tensione di trazione nell'elemento è $\sigma=H/A = 5.2 \text{ MPa} < 275/1.05=261 \text{ MPa}$

Dove $A=38.77 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione di profilo HEA160



Gli elementi orizzontali e verticali della sottostruttura sono soggetti a minori sforzi, precisamente pari a:

$$H_{vert} = N \cdot \tan(42^\circ) = 1350 \text{ daN}$$

$$H_{horiz} = N = 1500 \text{ daN}$$

Per il castelletto di tipo B sono valide le stesse considerazioni precedenti a meno del valore dell'angolo di inclinazione dell'elemento diagonale che, nel caso, vale 32°.

$$H=N/\cos(\alpha) = 1500/\cos(32^\circ)=1768 \text{ daN}$$

La tensione di trazione nell'elemento è pari a $\sigma=H/A = 4.56 \text{ MPa} < 275/1.05=261 \text{ MPa}$.

Analoghe considerazioni sono valide per gli elementi verticali ed orizzontali che risultano, quindi, verificati.

Le unioni dei profili sono da eseguirsi con saldature e completa penetrazione testa a testa, in grado quindi di ripristinare l'intera resistenza dei singoli elementi.

17.3 Verifica della copertura

Per quanto concerne il legno massiccio presente, che costituisce le capriate in copertura, è stato assunto il tipo abete/centro sud/S3 riportato nella tabella di seguito.

Proprietà	Abete / Nord			Abete / Centro Sud			Larice / Nord			Douglasia / Italia		Altre Conifere / Italia			
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26	40	23	33	26	22
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16	24	14	20	16	13
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.6	0.6	0.6	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22	26	20	24	22	20
Compressione perpendi-colare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2.9	2.9	2.9	2.1	2.1	2.1	4.0	4.0	4.0	2.6	2.6	4.0	4.0	4.0
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	3.0	2.5	1.9	3.2	2.9	2.3	4.0	3.2	2.7	4.0	3.4	3.3	2.7	2.4
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa ($\times 10^3$)	$E_{0,mean}$	12	10.5	9.5	11	10	9.5	13	12	11.5	14	12.5	12.3	11.4	10.5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa ($\times 10^3$)	$E_{0,05}$	8	7	6.4	7.4	6.7	6.4	8.7	8	7.7	9.4	8.4	8.2	7.6	7
Modulo di elasticità perpen dicolare alla fibratura (medio), MPa ($\times 10^3$)	$E_{90,mean}$	4	3.5	3.2	3.7	3.3	3.2	4.3	4	3.8	4.7	4.2	4.1	3.8	3.5
Modulo di taglio (medio), MPa ($\times 10^2$)	G_{mean}	7.5	6.6	5.9	6.9	6.3	5.9	8.1	7.5	7.2	8.8	7.8	7.7	7.1	6.6
Massa volumica (5-percentile), kg/m^3	ρ_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550	400	420	530	530	530
Massa volumica (media), kg/m^3	ρ_{mean}	415	415	415	305	305	305	600	600	600	435	455	575	575	575

Si ha quindi $f_{m,k} = 21 \text{ MPa}$ e $f_{c,0,k} = 20 \text{ MPa}$.

Ai sensi delle NTC18 - cap.4.4 per la determinazione della resistenza di calcolo (X_d) concorrono:

- Il tipo di carico con la propria classe di durata:

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

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

Si può assumere che il carico da neve (il più rilevante) abbia media durata.

b) Il tipo di esposizione del materiale (classe di servizio); infatti i valori indicati nella norma per il calcolo degli elementi strutturali sono riferiti ad un'umidità del legno del 12% ovvero ad un'umidità relativa dell'aria del 65% e ad una temperatura di 20°C. Considerando che la copertura in oggetto non ha elementi esposti al contatto diretto con gli agenti atmosferici si può assegnare una **classe di servizio 2**.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

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

L'effetto della durata del carico e quello dell'umidità del legno sono riassunti in un unico apposito coefficiente di correzione, denominato k_{mod} . In questo caso $k_{mod} = 0.8$ in base alla Tab. 4.4.IV. 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 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Si ha, pertanto,

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_M} \quad (1)$$

dove:

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

γ_M - è il coefficiente parziale di sicurezza del materiale (in colonna A), i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III.

Il denominatore della (1) si moltiplica ulteriormente per il fattore di confidenza della costruzione che è stato assunto essere pari ad FC=1.2.

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

Stati limite ultimi	Colonna A γ _M	Colonna B γ _M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00

In definitiva si ha,

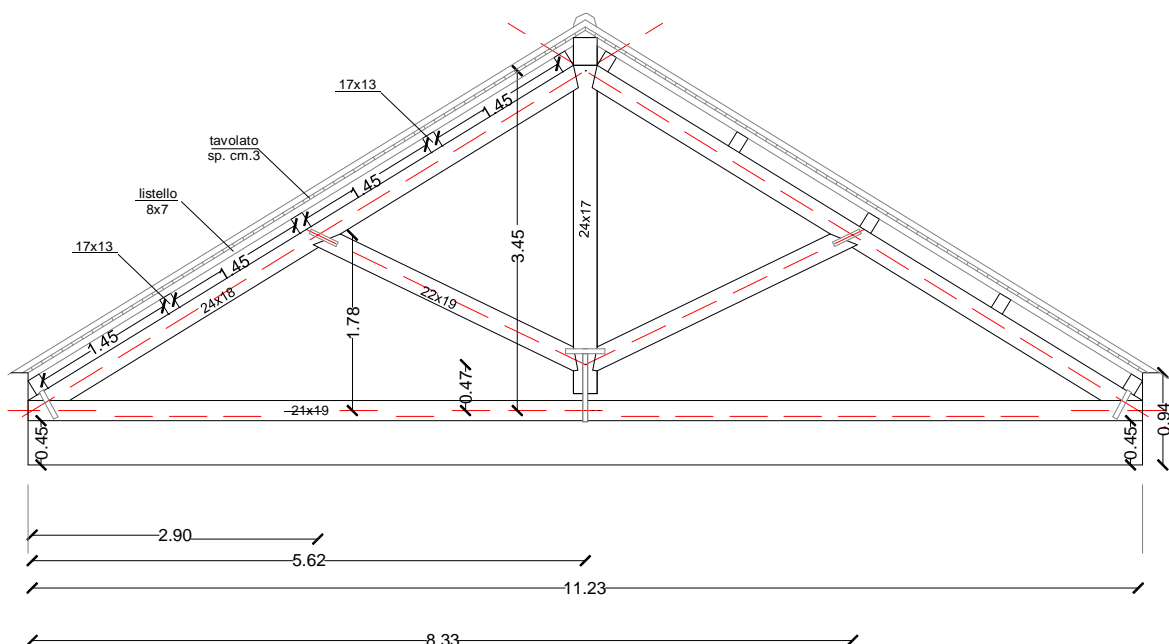
resistenza a trazione per flessione:

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / (\gamma_m \cdot FC) = 0.8 \cdot 21 / (1.5) = 11.2 \text{ MPa.}$$

Resistenza a compressione parallela alle fibre

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / (\gamma_m \cdot FC) = 0.8 \cdot 20 / (1.5) = 10.6 \text{ MPa.}$$

Le capriate in questione hanno un interasse pressoché costante pari a 4,00 m e le seguenti dimensioni:



Sezione monaco 24x17cm

Sezione falde 24x18 cm

Sezione puntoni 22x19 cm

Sezione tirante 21x19 cm

I carichi agenti sono

G1=55 daN/mq (peso proprio strutturale della copertura, elementi primari e secondari)

G2=40 daN/mq (manto di copertura in tegole)

Q=1.55 daN/mq (carico neve)

Tenendo conto dell'interasse delle capriate (4 m) i carichi lineari sulle falde sono:

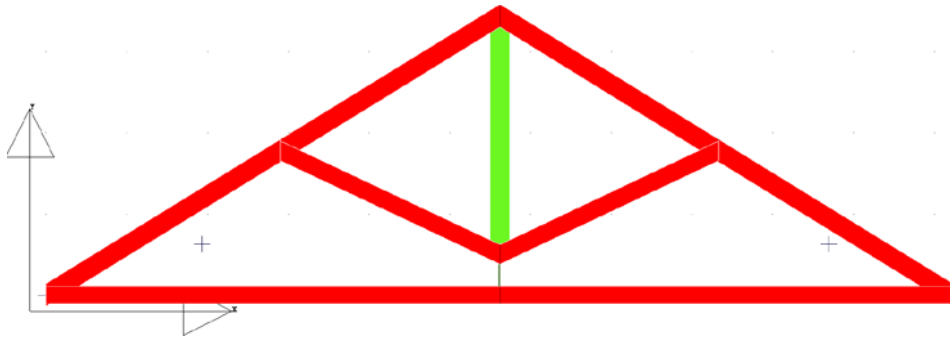
$$g1 = 0.55 \times 4 = 2.2 \text{ kN/m}$$

$$g2 = 0.4 \times 4 = 1.6 \text{ kN/m}$$

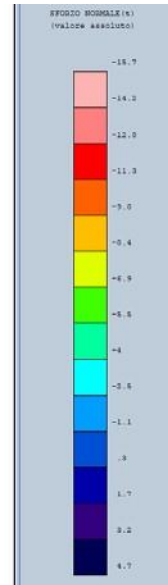
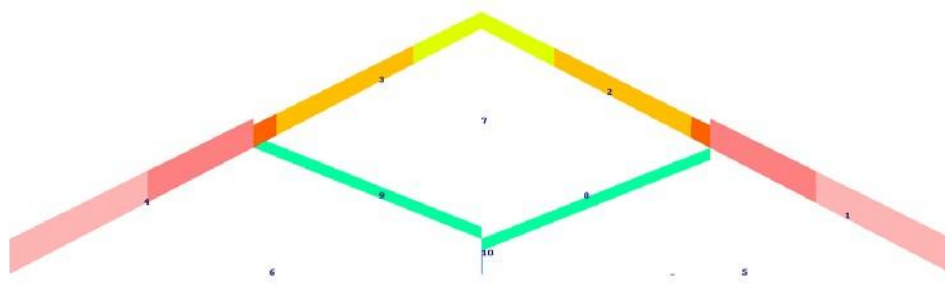
$$q = 1.55 \times 4 = 6.2 \text{ kN/m}$$

Gli elementi strutturali sono stati verificati nei confronti della flessione e dello sforzo normale combinando i precedenti carichi secondo le combinazioni allo SLU.

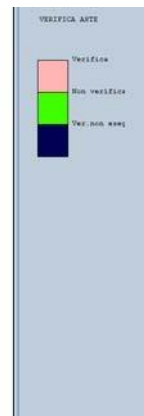
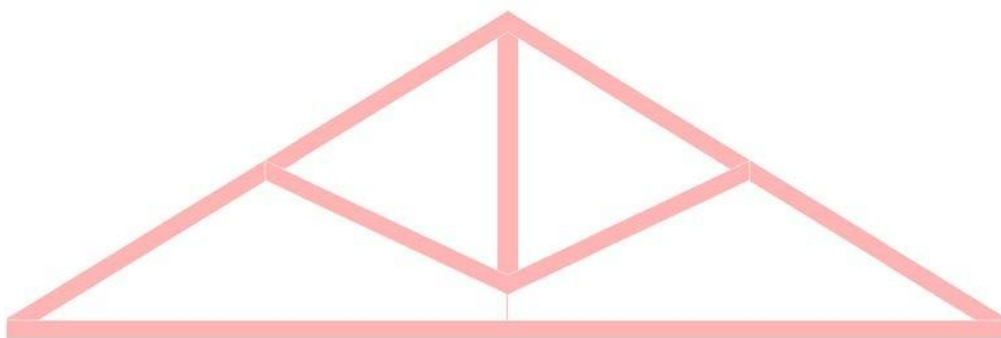
Tali sollecitazioni sono state calcolate anche mediante un modello agli elementi finiti generato con il software CDS della STS con licenza n. 19481. Considerata la semplicità della struttura non si riportano i tabulati relativi ma solo i risultati in forma grafica.



Modello di calcolo



Sollecitazione di sforzo normale



Visualizzazione delle verifiche di sicurezza

Verifiche elemento di falda n.1

STAMPA PROGETTO S.L.V. - E.C. - LEGNO																		
VERIFICHE ASTE IN LEGNO																		
DATI DI ASIA	Fila N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N. r	N Sd (kg)	HxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	cm	chx	chy	tx	ty	tit	Rapp. Fless	Rapp. Taglio
Seq.N.939	1	0.00	1	-15721	-402	0	0	1834	0	36	23	0	0	6	0	0.23	0.40	
legno24x18	qn=	-852	1	-14578	953	0	0	-29	0	34	55	0	0	0	0	0.44	0.01	
Asta: 1	8	1.78	1	-13129	-1348	0	0	-2389	0	30	78	0	0	8	0	0.58	0.52	
Instab.:1=	340.3	A*1= 340.3		-13129	-1348	0	lrx=0.54	lry=1.00	Rx=0.94	Ry=0.78						Wmax/rel/lim=0.55	0.44	1.70 cm

Verifiche elemento di falda n.4

STAMPA PROGETTO S.L.V. - E.C. - LEGNO																		
VERIFICHE ASTE IN LEGNO																		
DATI DI ASIA	Fila N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N. r	N Sd (kg)	HxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	cm	chx	chy	tx	ty	tit	Rapp. Fless	Rapp. Taglio
Seq.N.939	8	1.78	1	-13130	-1342	0	0	2387	0	30	78	0	0	8	0	0.58	0.52	
legno24x18	qn=	-852	1	-14617	954	0	0	-35	0	34	55	0	0	0	0	0.44	0.01	
Asta: 4	7	0.00	1	-15722	-403	0	0	-1836	0	36	23	0	0	6	0	0.23	0.40	
Instab.:1=	340.3	A*1= 340.3		-13130	-1342	0	lrx=0.54	lry=1.00	Rx=0.94	Ry=0.78						Wmax/rel/lim=0.55	0.44	1.70 cm

Le verifiche degli elementi maggiormente sollecitati sono soddisfatte.

17.4 Interventi sulle fondazioni

In virtù dei saggi effettuati in fondazione è stata rilevata l'assenza di apposite strutture fondali nonché la presenza di materiale di riempimento incoerente costituito di parti lapidee e laterizio.

Sebbene non si notino dissesti dovuti a cedimenti fondali, anche perché il terreno di sedime dell'opera non è affetto da instabilità data la scarsa pendenza, sono stati previsti interventi di consolidamento anche e soprattutto perché il comportamento globale della struttura è stato modificato dagli interventi previsti in elevazione.

È stato verificato, inoltre, che i livelli di tensione rilevati a valle del calcolo sono considerevoli ed è sembrato opportuno prevedere opportuni interventi.

I dettagli dei calcoli fondali e delle soluzioni di intervento sono riportate nella specifica "relazione geotecnica e sulle fondazioni".

18. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati illustrati i procedimenti necessari al conseguimento di un miglioramento sismico della Chiesa della SS. Trinità ubicata nella Città Potenza. Il processo ha dapprima necessitato della conoscenza della struttura tramite saggi ed indagini *ad hoc* oltre che tramite il reperimento di fonti documentali e storiche sulle strutture. Esposto il processo conoscitivo (ed i risultati conseguiti) è stato stimato il livello di attendibilità delle informazioni raccolte tramite il calcolo del fattore di confidenza $F_c=1.15$ - che può dirsi intermedio tra un livello di conoscenza completo ed esaustivo ed uno scarso - poi approssimato ad $F_c=1.2$ nel quadro della nuova norma tecnica NTC 2018.

È stata stimata la resistenza dei materiali costitutivi, sono stati individuati i possibili meccanismi di collasso che possono affliggere la struttura in caso di sisma. Atteso che la verifica statica della struttura è soddisfatta, si sono descritti gli interventi volti a ridurre le vulnerabilità individuate in termini di meccanismi locali. Sanate queste vulnerabilità tramite catene di contenimento e telai secondari si è passati al calcolo globale della struttura che ha evidenziato in particolare le vulnerabilità del campanile e di alcune pareti soprattutto lungo la direzione Y (trasversale). Sono stati previsti interventi di consolidamento in tal senso e quindi è stato effettuato il nuovo calcolo tenendo conto degli interventi progettati.

L'indice di rischio sismico è considerevolmente aumentato passando da 0.03 a 0.588 conseguendo così un significativo miglioramento. Infine si sono previsti interventi in fondazione. Gli interventi ipotizzati sono i seguenti:

- Interventi a contrasto del ribaltamento fuori dal piano (catene e castelletti metallici) per le pareti principali di facciata e per i timpani nonché per le quinte di copertura.
- Interventi sul campanile (inserimento di telaio metallico).
- Iniezioni armate sulla facciata e su altre pareti interne.
- Intonaco armato sulla parete opposta alla facciata.
- Interventi sulle fondazioni.
- Interventi in copertura tramite inserimento di controventi metallici.

L'esecuzione degli interventi progettati conseguirà un netto miglioramento della risposta sismica della costruzione in esame.

Il Progettista

Ing. Maurizio TOLVE