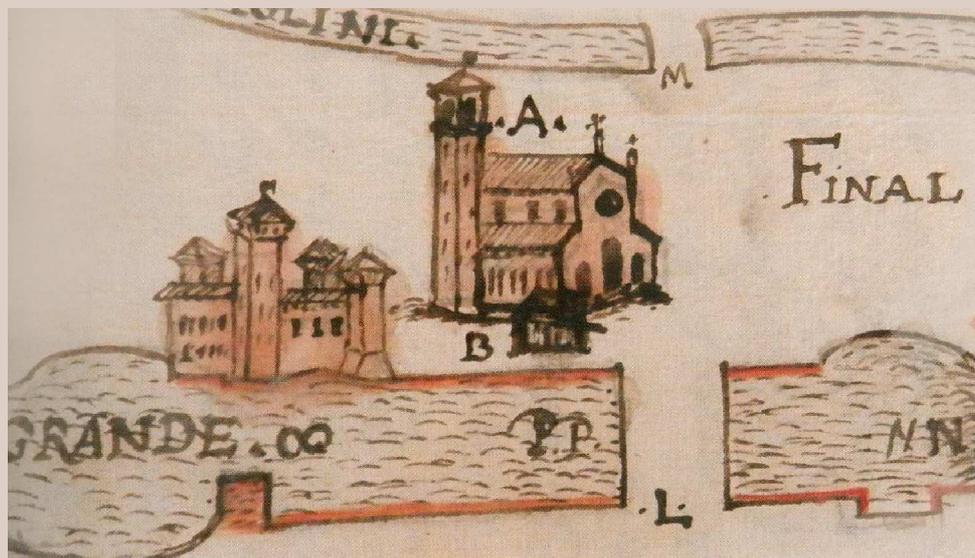


# LAVORI DI RIPRISTINO CON MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA CHIESA DEI SANTI FILIPPO E GIACOMO (DUOMO) DI FINALE EMILIA DANNEGGIATA DAL SISMA DEL 20/29 MAGGIO 2012 – ID 2163 - CIG: 6489971D7B CUP: I79G13000680005

## PROGETTO ESECUTIVO



Committente:

**Arcidiocesi di Modena - Nonantola**

Via Sant'Eufemia, 13  
41121 Modena

pec: arcidiocesi.modena-nonantola@pec.chiesacattolica.it

Progettisti:

**POLITECNICA**  
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via Galilei n.220 - 41126 Modena (MO)  
tel: 059.356527 fax: 059.356780

**RESPONSABILE DI PROGETTO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**DIRETTORE TECNICO**

Ing. Paolo Muratori

**PROGETTO OPERE ARCHITETTONICHE  
E DI RESTAURO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**PROGETTO OPERE STRUTTURALI**

Ing. Fabio Camorani

**PROGETTO IMPIANTI MECCANICI**

Ing. Marco Balestrazzi

**COORDINATORE IN FASE DI  
PROGETTAZIONE**

Ing. Stefano Simonini

**PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI**

Ing. Francesco Frassinetti  
P.I. Emanuela Becchi

**INTERVENTI STRUTTURALI**

**RELAZIONE DI CALCOLO**



PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE REV.
0001	OS	RC01	3 0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
01	01_OS_RC01_30_4715	4715		A4

5				
4				
3				
2				
1				
0	EMISSIONE PER GARA DI APPALTO	MARZO 2018	R.Gabellieri	M.Goldoni M.Goldoni
REV.	DESCRIZIONE	Data	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO



## INDICE

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	4
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEL PROGETTO STRUTTURALE .....	6
2.1. Recepimento parere della Commissione Congiunta .....	6
2.2. Descrizione dell'edificio .....	10
2.2.1. Stato di danneggiamento .....	13
2.2.2. Interpretazione dello stato di danneggiamento .....	14
2.3. Normativa di riferimento .....	15
2.4. Riepilogo parametri dell'azione sismica .....	15
2.5. Caratteristiche materiali allo stato di fatto .....	16
2.5.1. Muratura in mattoni pieni .....	17
2.5.2. Caratteristiche del terreno .....	17
2.6. Caratteristiche materiali di progetto .....	18
2.6.1. Acciaio da c.a. ....	18
2.6.2. Muratura portante in mattoni pieni .....	18
2.6.3. Fibre di vetro .....	19
2.6.4. Fibre di acciaio .....	19
2.6.5. Acciaio per carpenteria metallica .....	19
2.6.6. Legno massiccio .....	19
2.6.7. Legno lamellare .....	20
2.7. Criteri di progettazione e di modellazione .....	20
2.8. Combinazione delle azioni .....	22
2.9. Risultati principali analisi dello stato di fatto .....	23
2.10. Descrizione interventi di progetto .....	24
2.11. Categoria di intervento e livello di conoscenza .....	26
2.12. Incremento di sicurezza a seguito degli interventi di progetto .....	27
3. RIEPILOGO DELLE INDAGINI SULLE STRUTTURE E SUI MATERIALI .....	28
3.1. Materiale a disposizione e campagne di indagine .....	28
3.2. Considerazioni sullo stato di fatto .....	28
3.3. Valori assunti nel calcolo .....	28
3.3.1. Livello di conoscenza e fattore di confidenza .....	28
3.3.2. Muratura .....	29
3.3.2.1. Muratura in mattoni pieni .....	29
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NUOVI .....	30
4.1. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO .....	30
4.2. MURATURA IN MATTONI PIENI .....	30

4.3.	FIBRE IN VETRO.....	31
4.4.	FIBRE DI ACCIAIO .....	31
4.5.	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	31
4.6.	LEGNO MASSICCIO.....	33
4.7.	LEGNO LAMELLARE.....	33
5.	AZIONI.....	35
5.1.	PESI PROPRI .....	35
5.2.	CARICHI PERMANENTI .....	35
5.2.1.	Volte a vela navate laterali .....	35
5.2.2.	Volta a botte navata centrale.....	35
5.2.3.	Volta a botte corpo abside.....	36
5.2.4.	Volte a crociera campanile .....	36
5.2.5.	Nuovi impalcati intermedi campanile in legno-cls .....	36
5.2.6.	Copertura navata centrale, abside e navate laterali.....	37
5.2.7.	Copertura campanile .....	37
5.3.	CARICHI VARIABILI .....	38
5.4.	AZIONE DELLA NEVE .....	38
5.4.1.	Carico neve al suolo.....	39
5.4.2.	Coefficiente di esposizione.....	40
5.4.3.	Coefficiente termico .....	40
5.4.4.	Coefficiente di forma della copertura .....	40
5.4.4.1.	Copertura ad una falda.....	40
5.4.5.	Valori considerati nel calcolo .....	41
5.5.	AZIONE DEL VENTO.....	41
5.5.1.	Pressione del vento.....	41
5.5.2.	Pressione cinetica di riferimento.....	42
5.5.3.	Coefficiente di esposizione.....	43
5.5.4.	Coefficiente di forma .....	45
5.5.5.	Valori considerati nel calcolo .....	47
5.6.	AZIONI SISMICHE .....	47
5.6.1.	Vita nominale .....	48
5.6.2.	Classe d'uso .....	48
5.6.3.	Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento .....	49
5.6.4.	Categorie di sottosuolo.....	50
5.6.5.	Categorie topografiche .....	51
5.6.6.	Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.....	51
5.6.7.	Amplificazione stratigrafica.....	52

5.6.8.	Amplificazione topografica .....	53
5.6.9.	Spettri considerati nel calcolo .....	53
5.7.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	54
6.	VERIFICA DELLE STRUTTURE: INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO .....	57
6.1.	DESCRIZIONE INTERVENTI .....	57
6.2.	MECCANISMI LOCALI .....	63
6.2.1.	Meccanismo 'A' - Facciata .....	63
6.2.2.	Meccanismo 'C' – Parete longitudinale in elevazione .....	70
6.3.	COPERTURA .....	74
6.3.1.	Copertura navata centrale .....	74
6.4.	ANALISI SISMICA GLOBALE .....	87
6.4.1.	Modello .....	88
6.4.2.	Principali risultati .....	117
6.4.3.	Tempi di ritorno massimi compatibili dell'azione sismica .....	125
6.4.4.	Conclusioni .....	127
6.5.	CONCLUSIONI .....	127

## 1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

Il progetto è stato redatto utilizzando il metodo degli stati limite. I riferimenti principali sono il DM 14.01.2008 e gli EUROCODICI.

Segue elenco completo delle norme di riferimento.

1. Legge 5 novembre 1971 n° 1086 “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”
2. Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974 “Applicazione delle norme sul cemento armato”
3. D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
4. Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008
5. “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 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.” del 10 febbraio 2011.
6. – “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.”
7. D.M. del 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
8. Circolare Min. LL.PP: 4 luglio 1996 n° 156 AA.GG./STC istruzioni per l’applicazione delle Norme D.M. del 16 gennaio 1996
9. D.M. del 9 gennaio 1996 “Norme Tecniche per l’esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”
10. Circolare Min. LL.PP: 15 Ottobre 1996 n° 252 Istruzioni per l’applicazione delle Norme D.M. del 9 Gennaio 1996
11. D.M. del 11 Marzo 1988 “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scComunete, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

12. Circolare Min. LL.PP: 24 sett. 1988 n° 30483 Istruzioni per l'applicazione delle Norme D.M. del 11 Marzo 1988.
13. CNR – UNI 10011/88 Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
14. CNR – UNI 10016/98 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
15. Norme UNI ed UNI-EN in generale; in particolare si considerano le norme:
  - UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
  - UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
  - UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
  - UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve
  - UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
  - UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
  - UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione
  - UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali
  - UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
  - UNI EN 1991-3:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
  - UNI EN 1991-4:2006 26/07/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
  - UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1194: Strutture di legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei

valori caratteristici

## **2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEL PROGETTO STRUTTURALE**

---

### **2.1. Recepimento parere della Commissione Congiunta**

Si rimanda alla relazione illustrativa per una risposta puntuale al parere “favorevole con prescrizioni” emesso dalla Commissione Congiunta sul progetto preliminare. Si riportano di seguito una descrizione delle principali modifiche apportate al progetto nel passaggio dal Progetto Preliminare al Progetto Esecutivo e i punti relativi al recepimento delle indicazioni della Commissione.

In questa fase progettuale è stato ulteriormente approfondito il quadro conoscitivo sia per gli aspetti geometrici che morfologici strutturali in particolare per alcune zone che non era stato possibile indagare in fase di progetto preliminare come il campanile, la cella campanaria, i sottotetti ed in particolare l'estradosso delle volte dell'abside e le strutture di copertura. Sono state inoltre eseguite alcune prove strumentali aggiuntive, come suggerito anche dai progettisti della fase precedente, quali martinetti doppi, endoscopie sulle murature e sulle volte e saggi stratigrafici a pavimento.

Il rilievo storico critico è stato integrato con la disamina di ulteriori fonti documentali confrontate con i riscontri materiali sulla fabbrica.

Sul tema delle macerie sono state condotte ulteriori indagini per cercare di reperire il materiale recuperato a seguito dei crolli ma senza esito positivo. Sono stati rinvenuti alcuni elementi puntuali all'interno della Chiesa che sono stati riposti nella Sacrestia e di cui il progetto prevede la ricollocazione. Sono inoltre presenti, accatastati nel cortile interno, mattoni di recupero che verranno riutilizzati per le ricostruzioni murarie.

Il progetto esecutivo ha recepito, dove possibile, le indicazioni e le prescrizioni contenute nel parere della commissione congiunta del 21/10/2015. In particolare si evidenziano i seguenti punti:

- a. Copertura lignea: è stata effettuata da parte di Studio Legno - Wood Consulting, nelle persone dei Dott. Gabriele Bonamini e Dott.ssa Mariangela Noferi, un'analisi approfondita delle condizioni di degrado e di danno delle strutture di copertura che hanno permesso di effettuare una distinzione ragionata tra elementi lignei da sostituire e elementi che è possibile conservare in opera. Gli interventi sono stati pertanto improntati al principio del minimo intervento e sono stati calibrati in modo circostanziato elemento per elemento, in modo da contemperare i principi di conservazione con quelli della sicurezza strutturale e del miglioramento sismico. Si è potuto infatti conservare buona parte delle capriate della navata centrale, mentre si è reso necessario sostituire gli elementi lignei che presentavano rotture o degradi significativi e quelli in pioppo, per i quali l'analisi dello Studio Legno ha evidenziato l'impossibilità di mantenimento in sede in condizioni di sicurezza strutturale.;
- b. volta abside: è stato studiato un intervento più razionale e differenziato, utilizzando elementi di rinforzo in fibra di vetro solo in posizioni specifiche (sopra le nervature estradosali) e utilizzando come base malta di calce per evitare problemi di incompatibilità e di traspirabilità differenziata. In conformità a quanto suggerito dalla Commissione è stato inserito un cordolo in acciaio perimetrale, collegato alle pareti mediante barre in acciaio e capo chiave esterni a paletto, per esplicare funzione di cerchiaggio e di contenimento delle spinte verso l'esterno. Si prevede di rimuovere e sostituire il materiale incoerente di risulta in rottami presente alle imposte della volta. Si fa notare inoltre che la rimozione del

materiale incoerente sopra le volte si rende assolutamente necessaria per la posa in opera delle fibre all'estradosso delle volte e che si prevede l'introduzione di argilla espansa imboiaccata in quantità identica a quella presente allo stato di fatto, in modo da non alterare le condizioni di carico preesistenti e il regime statico per carichi verticali di esercizio.

- c. Campanile: è stato rivalutato l'intervento previsto nel preliminare, mettendone in luce le criticità esecutive. . Si è ipotizzato di sostituire il telaio metallico a tutta altezza previsto, anche per problemi realizzativi e di incompatibilità con l'andamento delle murature esistenti, con la realizzazione di un intelaiatura metallica spaziale nella sola cella campanaria, che è la parte più vulnerabile del campanile, a causa delle numerose bucatore sul perimetro, mentre sul resto del fusto, per l'intera altezza, si prevede l'applicazione di strisce in fibra di acciaio applicate su base calce. E' stato inoltre ipotizzato l'inserimento di tre nuovi impalcati lignei e di una scaletta anch'essa in legno. In particolare la filosofia generale dell'intervento è stata quella di ridurre i rischi di martellamento con le strutture adiacenti, collegando in particolare il campanile all'abside retrostante e disponendo collegamenti a livello dell'irrigidimento reticolare della copertura dell'abside.
- d. Volte navate laterali: nel Progetto preliminare: era prevista la ricostruzione volte in foglio crollate con applicazione rete in fibra di vetro su tutto l'estradosso con connettori, disposte su malta bicomponente ed esecuzione di connessioni perimetrali mediante connettori in fiocchi.. A seguito dell'approfondimento della conoscenza delle modalità costruttive delle volte si è potuto individuare nel mancato contrasto in appoggio del perimetro la vulnerabilità principale che ha portato al crollo in fase sismica. L'intervento è stato pertanto modificato, prevedendo innanzitutto di sanare tale vulnerabilità, mediante la realizzazione di soprarchi in corrispondenza degli archi perimetrali di supporto, con la funzione di contrasto orizzontale. Si è poi previsto un intervento meno generalizzato di rinforzo con strisce fibre di vetro, non più applicate su tutta la superficie, ma sul perimetro, con funzione di incremento dell'efficacia del vincolo di appoggio, e sulle diagonali;
- e. Volte in cannicciato sopra navata centrale: nel Progetto preliminare: era prevista la demolizione della prima volta lesionata parzialmente e la sua ricostruzione integrale con tecniche tradizionali. Si prevedeva il consolidamento delle centine esistenti con rinforzo con tavole orizzontali sulle centine principali e affiancamento profili lignei. La Commissione Congiunta: ha fatto le seguenti osservazioni in merito "si prescrive che il progetto esecutivo integri la parte non crollata, senza smontarla"- Nel Progetto Esecutivo è stato possibile accedere al sottotetto ed esaminare con attenzione la struttura delle volte della navata centrale sulla quale è stato chiesto anche un parere ad un tecnologo del legno. Il progetto ha pertanto previsto la conservazione della porzione di volta della prima navata ancora in sito e il suo consolidamento con la ricostruzione della parte mancante. Sul sistema di

appensione delle centine alle attuali strutture di copertura è stata prevista una revisione puntuale per eliminare elementi incongrui, con ipotesi di conservazione quasi integrale di tutto gli elementi. Questo sistema sarà inoltre integrato dall'inserimento di pendinature integrative in acciaio inox con smorzatori all'estremità, collegate a due nuovi tubolari metallici posti sulle catene delle capriate;

- f. Sistema di stabilizzazione facciata: sulla facciata principale era previsto un sistema articolato di elementi metallici da integrarsi con reticolari metalliche di falda. La Commissione Congiunta ha fatto le seguenti osservazioni: “si ritiene necessario specificare la posizione, la modalità di ancoraggio e le interazioni con le facciate e con gli apparati decorativi del bene, in particolar modo per quel che riguarda gli ancoraggi della facciata del prospetto laterale alla quota del sopravvolta (per cui è necessario specificare se si intende inserire piatti o delle doppie catene), la cerchiatura metallica dell'arco trionfale e quella della controfacciata, che così come descritta appare estremamente invasiva ed incompatibile con gli apparati decorativi. Si richiede di valutare la possibilità di realizzare l'incatenamento della controfacciata all'esterno anziché all'interno della Chiesa, alla quota del cornicione, al fine di evitare interazioni con le partiture architettoniche. Si richiede infine di specificare la tipologia di capo chiave che si intende utilizzare.” Con la finalità di ridurre l'impatto delle struttura di rinforzo previste, nel Progetto Esecutivo è stato ipotizzato un sistema di stabilizzazione posizionato sul lato interno della facciata integrato con il sistema di irrigidimento di falda. Sono stati sviluppati idonei dettagli contenuti negli elaborati grafici che evidenziano la non interferenza con gli elementi di pregio della facciata rimasti.
- g. Interventi di costipazione del terreno e rischio di liquefazione: nel Progetto preliminare era prevista la realizzazione di jet-grouting attorno alle fondazioni di tutto l'edificio o realizzazione di micropali. In merito la Commissione Congiunta ha espresso il seguente parere: si evidenzia che “ le Chiese si configurano come costruzioni di tipo 2 e di classe d'uso 3 e il periodo di riferimento risulta pari a 75 anni anziché 150 anni”, “occorre pertanto aggiornare le verifiche effettuate comprese la risposta sismica locale e le successive verifiche finalizzate alla determinazione del potenziale di liquefazione”, “ la Commissione non condivide l'intervento di costipazione del terreno in assenza di un quadro fessurativo correlato al sisma e dell'attivazione di fenomeni i liquefazione”. Nel Progetto Esecutivo è stata seguita l'indicazione della Regione, condivisa dai progettisti, rivedendo la classe di appartenenza dell'edificio (classe III e non IV prevista nel preliminare): questo ha consentito di ridurre l'azione sismica di riferimento e quindi di limitare i valori del potenziale di liquefazione. Sono state riviste le verifiche e si è valutato che non vi sia le necessità di intervenire con interventi in fondazione o sul terreno.
- h. Interventi sulle murature: nel Progetto preliminare erano previsti interventi di cuci-scuci su tutte le lesioni e interventi diffusi e generalizzati di iniezioni profonde di boiaccia a base di

calce e agenti antiritiro. In merito la Commissione Congiunta ha espresso il seguente parere: “per quel che riguarda i previsti interventi di scuci-cuci si prescrive di effettuarli utilizzando con mattoni di recupero reperiti sul posto o comunque con caratteristiche simili a quelli originari, nonché di limitare tale lavorazione in base all’effettiva necessità.” “occorre motivare la necessità di eseguire interventi di iniezioni di calce idraulica. Si rammenta di limitarli alle zone dove effettivamente se ne ravvisa la necessità e dove è presente un quadro fessurativo correlato al sisma affinché tali interventi siano finanziabili”; Nel Progetto Esecutivo è stata fatto un approfondimento dell’analisi dei dissesti ed è stata effettuata una classificazione delle lesioni, in base alla gravità e all’ampiezza (tale distinzione non era presente nel progetto preliminare) per definire con precisione gli interventi da eseguire. È stato rivisto in modo molto dettagliato il rilievo dello stato di danno, anche a seguito di sopralluoghi in zone che non erano state oggetto di sopralluogo e rilievo in fase di preliminare. Sono state inoltre fatte endoscopie per approfondire la conoscenza sulla conformazione delle murature principali. Sono stati pertanto limitati gli interventi di cuciscuci così come le iniezioni come meglio dettagliato nei relativi elaborati grafici. Sono stati inoltre previsti in alcuni casi specifici interventi di scarnitura e stilatura dei giunti, soprattutto nella zona dell’abside e del campanile, dove i giunti di malta sono molto degradati e dove si sono infatti concentrati i maggiori danni. Le iniezioni di malta sono state limitate alle sole porzioni di pareti che sono risultate a sacco o con nucleo interno caotico e disordinato

## **2.2. Descrizione dell’edificio**

La presente relazione illustra i criteri di calcolo e di verifica delle strutture per la valutazione della sicurezza strutturale del duomo di Finale Emilia, danneggiata dagli eventi sismici del maggio 2012 ed i criteri di dimensionamento degli interventi atti ad incrementare le prestazioni della struttura ed a conseguire un miglioramento sismico.



### Inquadramento del Duomo di Finale Emilia

La Chiesa ha una struttura a tre navate, con la navata centrale con volta in centine in tavolette di legno e gesso e copertura in capriate lignee, mentre le navate laterali con volte a vela più basse in muratura in mattoni in foglio, presentano una copertura in telai lignei semplici. L'abside presenta invece una volta in muratura in mattoni di coltello con nervature all'estradosso.

L'attuale assetto compositivo è il frutto di un'evoluzione che nel tempo ha comportato modifiche e addizioni significative all'impianto originario.

Si riporta di seguito una descrizione delle caratteristiche costruttive degli elementi strutturali più significativi.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle volte:

- Volta della navata centrale: la volta della navata centrale è una volta a botte a tutto sesto con funzione non strutturale, costruita con una centinatura in elementi lignei principali (costolonature in ascature lignee), secondari (correntini lignei) e con superficie a volta in tavolette lignee e gesso. Gli elementi lignei della centinatura sono appesi agli elementi lignei della copertura soprastante mediante un disordinato insieme di elementi lignei di interposizione e di tirantatura, con utilizzo di elementi impropri ed inadeguati (tronchi di

legname con difettosità molto pronunciate che li rendono inadatti all'impiego) e con collegamenti strutturali di scarsa o nulla affidabilità.

- Volte delle navate laterali: le volte delle navate laterali sono a vela e sono quasi tutte crollate (tranne quella in adiacenza al campanile). Esse sono impostate su tre lati su degli archi in muratura perimetrali e sul quarto sono addossate alla parete che divide le navate laterale da quella centrale. L'appoggio sul perimetro è insufficiente e non presenta un sufficiente contrasto laterale: questo rende le volte particolarmente vulnerabili in caso di eventi sismici con possibili perdite di appoggio e conseguente crollo delle volte (come si è verificato). i muri d'ambito e sugli archi che collegano tra loro i pilastri interni della chiesa e i pilastri con le pareti laterali.
- Volta dell'abside: tale volta è composta da una parte a botte e una parte retrostante a semicupola ed è costituita da mattoni posti di coltello con presenza di nervature estradossali. Alle reni della volta è presente uno strato di materiale incoerente.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle pareti murarie:

- Pareti della Chiesa: le pareti della chiesa sono in mattoni pieni con spessori maggiori o uguali a 50 cm c.ca e con trattamento faccia vista verso l'esterno. Dalle endoscopie effettuate si è evinto che sono presenti alcune pareti a doppio paramento o a sacco con nucleo in materiale incoerente o disordinato. Si tratta essenzialmente delle seguenti pareti: parete dell'abside, parete divisoria con la UMI adiacente su Corso Cavour. È stato poi ricostruito che in presenza delle lesene in adiacenza agli altari sulle navate laterali (probabilmente sono state aggiunte in epoca successiva) sono di fatto presenti due strutture murarie affiancate tra di loro non collegate o poco ammorsate tra di loro.
- Copertura corpo sopra navata laterale, lato sud: la copertura del locale in oggetto è realizzata mediante n. 2 travi parallele alla gronda su cui sono poggiati direttamente travetti lignei. Le membrature lignee si presentano di qualità eterogenea e disposte in modo abbastanza disordinato. Come nel caso della copertura sopra la navata principale occorre osservare che la copertura suddetta, presenta una insufficiente rigidità nel proprio piano e un limitato grado di connessione con le murature circostanti.

Il quadro di danno di ribaltamento rigido della facciata ha messo in evidenza uno scarso grado di ammorsamento tra facciata e pareti longitudinali, tra navata centrale e laterali.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle coperture:

- Copertura navate centrali e laterali: la copertura della navata centrale è realizzata mediante n. 13 capriate a doppio monaco disposte trasversalmente alla navata. Su di esse sono disposti travetti lignei. Sopra i travetti sono posate tavelle in laterizio, su cui poggia un manto in doppi coppi. Alcune membrature delle capriate presentano in molti casi difettosità e stati di degrado molto elevati (che sono stati generati a seguito delle sconnessioni e alle infiltrazioni intervenute a seguito degli eventi sismici), che ne consigliano la sostituzione. Occorre osservare che le coperture suddette, non presentano una sufficiente rigidità nel loro piano e hanno un limitato grado di connessione con le murature circostanti, concentrato nei punti di inserimento delle membrature principali nelle pareti: questo comporta una estrema vulnerabilità nei confronti delle azioni di martellamento e una intrinseca incapacità di esercitare un efficace vincolo fuori piano nei confronti delle pareti perimetrali.
- Copertura abside: la copertura sopra l'abside è realizzata mediante n. 5 capriate su cui sono poggiati direttamente travetti lignei. Le membrature lignee presentano un elevato grado di difettosità e di degrado. Come nel caso della copertura sopra la navata principale occorre osservare che la copertura suddetta, presenta una insufficiente rigidità nel proprio piano e un limitato grado di connessione con le murature circostanti, concentrato nei punti di inserimento delle membrature principali nelle pareti: questo comporta una estrema vulnerabilità nei confronti delle azioni di martellamento e una intrinseca incapacità di esercitare un efficace vincolo fuori piano nei confronti delle pareti perimetrali.

### **2.2.1. Stato di danneggiamento**

Si rimanda al paragrafo 2.2 'Riepilogo stato di danneggiamento' della Relazione sulla sicurezza per un maggiore dettaglio .

Si riporta di seguito una descrizione grafica dei maggiori danni riscontrati sull'edificio, rimandando alla documentazione fotografica del danno e agli elaborati descrittivi del quadro di lesione per una descrizione più dettagliata.

Si riporta di seguito una descrizione delle principali lesioni rilevate:

- Crollo di ampia porzione sommitale della facciata;
- Crollo della quasi totalità delle volte in muratura delle navate laterali;
- Crollo di porzione di un campo di volta della centinatura in tavolette di legno e gesso della navata centrale (in adiacenza alla facciata per trascinarsi verso l'esterno);
- Stato fessurativo molto grave sulla volta dell'abside con ampiezza delle lesioni ampiamente al di sopra di 20 mm;

- Stato fessurativo grave ed esteso sul fusto del campanile, con formazione di un cinematisma di ribaltamento per concentrazione delle azioni di martellamento da parte dell'abside adiacente a livello di copertura dell'abside e conseguente espulsione di porzione di paramento del campanile per schiacciamento a compressione. Si osserva una concentrazione del danno in sommità, in corrispondenza della cella campanaria, con crollo integrale della copertura e presenza di notevoli fuori piombo della parte sommitale.
- Stato fessurativo grave ed esteso sulle pareti dell'abside con lesioni verticali che partono dalle finestre e denotano una propensione al disarticolamento della parete curvilinea in porzioni separate, molto più vulnerabili nei confronti del ribaltamento verso l'esterno (con caratteristica apertura a carciofo). Tale quadro di danno è stato favorito anche dalle caratteristiche costruttive della parete di grande spessore, con due paramenti staccati tra di loro e un nucleo disordinato..
- Stato fessurativo grave ed esteso sulle pareti su cui appoggiano le capriate lignee, dovuto al martellamento delle strutture lignee sulle pareti

### **2.2.2. Interpretazione dello stato di danneggiamento**

Gli eventi sismici del maggio 2012 hanno di fatto messo in evidenza le principali vulnerabilità del Duomo che riepiloghiamo di seguito:

- gli elementi dell'orditura principale della copertura presentano uno stato di degrado significativo, la copertura non possiede una rigidità nel proprio piano ed, invece di esercitare un'azione di ritegno nei confronti delle pareti murarie, produce martellamento sulle stesse, facilitando lesioni concentrate e ribaltamenti fuori piano;
- le volte delle navate laterali presentano appoggi insufficienti e privi di contrasto laterale, che facilitano la perdita di appoggio in fase sismica con conseguenti crolli;;
- la parete di facciata non è adeguatamente ammorsata alle pareti longitudinali interne retrostanti e la copertura non esercita alcun vincolo al ribaltamento verso l'esterno, anzi genera in fase sismica inopportune azioni di ribaltamento fuori piano;
- il campanile e l'abside retrostante non risultano adeguatamente collegati. Le differenti proprietà dinamiche producono spostamenti differenziali e conseguenti martellamenti mutui con concentrazione del danneggiamento nelle zone di urto (a livello dell'appoggio della copertura dell'abside);
- le centine lignee non strutturali della navata centrale presentano un sistema di apprensione disordinato e inaffidabile, che non consente di garantire un sufficiente livello di sicurezza della struttura, soprattutto in fase sismica;
- la presenza di alcune pareti a 2 paramenti facilita l'innescò di ribaltamenti fuori piano, soprattutto nell'abside, dove la volta esercita un'azione spingente non adeguatamente contrastata, in quanto non è presente un vero e proprio sistema di cerchiaggio perimetrale;

- la cella campanaria risulta molto vulnerabile nei confronti delle azioni sismiche a causa della posizione in quota e delle bucatore presenti che indeboliscono significativamente nei confronti delle azioni orizzontali di inerzia. .

### **2.3. Normativa di riferimento**

Si rimanda al paragrafo '2. **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**' per l'elenco completo. Qui si evidenzia che il progetto è stato svolto agli stati limite, con particolare riferimento al *D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* e alla *Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008"*, nonché alle linee guida relative al patrimonio culturale: "*Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 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.*" del 10 febbraio 2011 e "*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.*"

### **2.4. Riepilogo parametri dell'azione sismica**

Si rimanda al paragrafo 5.6 per una completa definizione dell'azione sismica: si riportano di seguito i parametri più significativi per la definizione dell'azione sismica.

Coordinate geografiche: N=44,657 (latitudine) E= 10,920 (longitudine)

Vita nominale:  $V_N=50$  anni

Classe d'uso: III

Coefficiente di utilizzo:  $C_u=1$

Periodo di riferimento:  $V_R=50$  anni

Categoria topografica: T1

Amplificazione topografica:  $S_T=1$

Si riporta lo spettro elastico ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale:

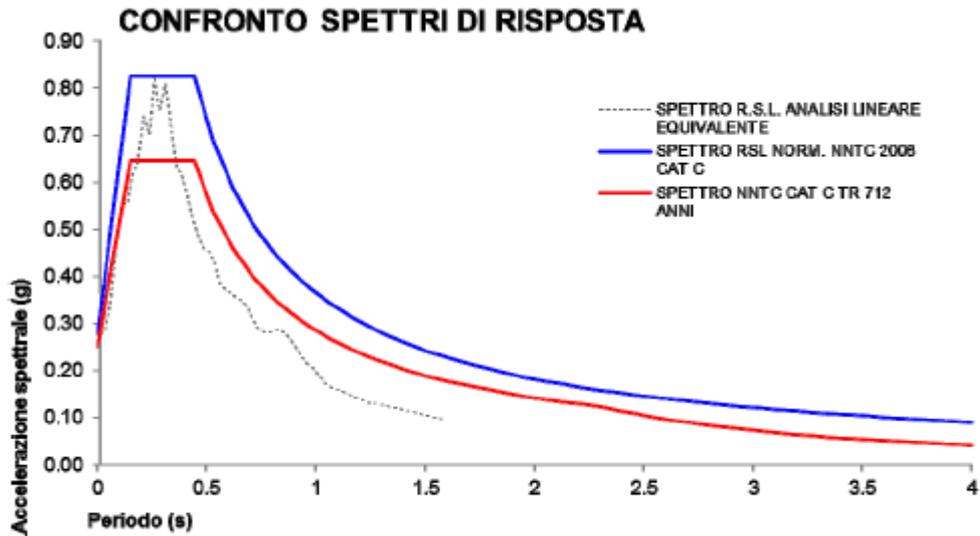


Fig. 2.4: Confronto tra lo spettro di accelerazione calcolato secondo NTC (CAT. C-SLV) (in rosso) e lo spettro di accelerazione normalizzato ottenuto dal calcolo mediante software STRATA (in blu) (SLV).

	Tr	Ag (g)	S	n	T*	f <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> (Sec)	T <sub>b</sub> (Sec)	T <sub>d</sub> (Sec)	Amax (g)
SLV	712	0.176	1.57	1	0.274	2.981	0.441	0.147	2.308	0.277

T (s)	Ag
0.000	0.277
0.147	0.825
0.441	0.825
0.530	0.687
0.619	0.588
0.707	0.514

T (s)	Ag
2.388	0.153
2.467	0.148
2.548	0.143
2.628	0.138
2.709	0.134
2.790	0.130

0.796	0.457
0.885	0.411
0.974	0.374
1.063	0.343
1.151	0.316
1.240	0.293
1.329	0.274
1.418	0.257
1.506	0.242
1.595	0.228
1.684	0.216
1.773	0.205
1.862	0.195
1.950	0.187
2.039	0.178
2.128	0.171
2.217	0.164
2.306	0.158

2.870	0.127
2.951	0.123
3.032	0.120
3.112	0.117
3.193	0.114
3.274	0.111
3.354	0.108
3.435	0.106
3.516	0.104
3.597	0.101
3.677	0.099
3.758	0.097
3.839	0.095
3.919	0.093
4.000	0.091

Tab. 5.1: Spettro NNTC normalizzato derivante dall'analisi RSL svolta.

## 2.5. Caratteristiche materiali allo stato di fatto

Si rimanda al paragrafo 3.3 per una descrizione completa delle caratteristiche dei materiali allo stato di fatto. Si riepilogano di seguito le indicazioni principali delle caratteristiche assunte per i materiali in opera..

### **2.5.1. Muratura in mattoni pieni**

- Resistenza di rottura a compressione:

$$f_m=371.43,11 \text{ N/cm}^2$$

- Resistenza di taglio:

$$\tau_0=8.82 \text{ N/cm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità verticale:

$$E=1500 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità tangenziale:

$$G=500 \text{ N/mm}^2$$

- Peso specifico medio della muratura:

$$w=18 \text{ KN/m}^3$$

### **2.5.2. Caratteristiche del terreno**

Si riportano di seguito i risultati delle indagini effettuate dal geologo Dr. Dallari a seguito di indagini specifiche, descritte nella 'Relazione geologica'. Tale relazione viene allegata al presente progetto.

#### **Rischio di liquefazione**

Sono stati effettuati nuovamente i calcoli relativi al rischio di liquefazione e di risposta sismica locale, aggiornando correttamente la classe di appartenenza dell'edificio (classe III e non IV come considerato nel preliminare). Il valori del potenziale di liquefazione sono pertanto risultati significativamente più bassi e portano ad escludere possibili fenomeni di liquefazione.

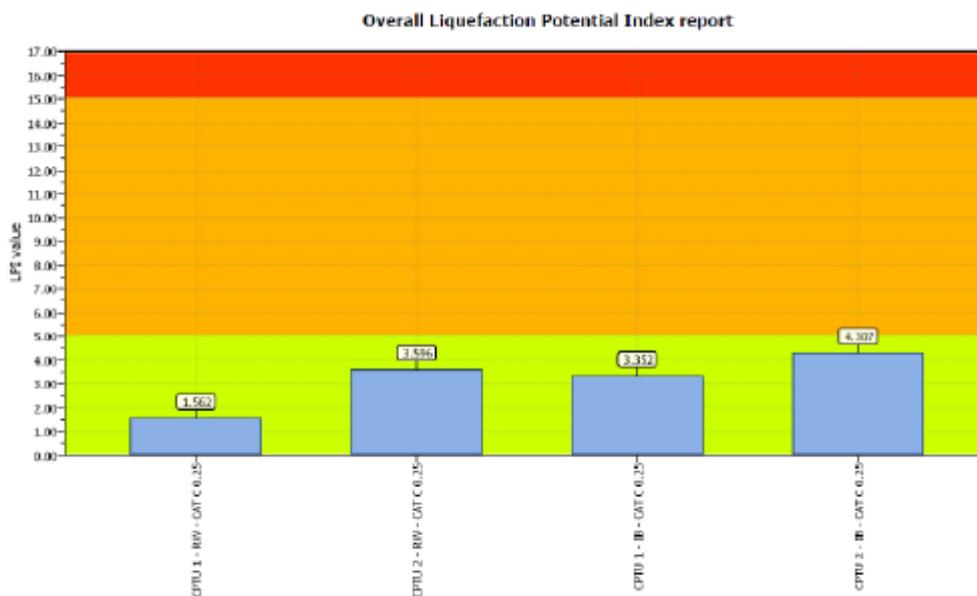


Fig. 3.1: Indici potenziali di liquefazione calcolati per l'azione sismica derivata da approccio semplificato NNTC 2008

## 2.6. Caratteristiche materiali di progetto

Si rimanda al capitolo 4 per una descrizione completa delle caratteristiche dei materiali di nuova introduzione. Si riepilogano di seguito le indicazioni principali delle caratteristiche assunte:

### 2.6.1. Acciaio da c.a.

B 450 C

### 2.6.2. Muratura portante in mattoni pieni

Si prevede l'impiego di elementi in laterizio pieno di categoria I:

- Resistenza a compressione caratteristica del blocco:

$$f_{bk} \geq 20 \text{ N/mm}^2$$

Si prevede l'impiego di malta a base di calce idraulica per muratura, idonea ad interventi di restauro e conforme alla norma UNI EN998-2:

- Resistenza a compressione media della malta:

$$f_m \geq 10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{malta superiore o uguale a M10})$$

Si deducono pertanto le caratteristiche di resistenza minime da adottare per la muratura, in conformità alle Tabelle 11.10.V e 11.10.VII riportate nel D.M. 14.01.2008.

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_k \geq 8 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali:

$$f_{vko} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo di elasticità normale secante :  
 $E=1000*f_k=8000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale secante :  
 $G=0.4*E=3200 \text{ N/mm}^2$

### **2.6.3. Fibre di vetro**

Proprietà fibra secca:

Tipo di fibra: fibre di vetro tipo A.R.

Peso/unità di superficie:  $\geq 225 \text{ g/m}^2$ .

Dimensione delle maglie: 25 x 25 mm.

Resistenza a trazione (kN/m):  $\geq 45$ .

Allungamento a rottura:  $\geq 2.5 \%$ .

### **2.6.4. Fibre di acciaio**

Proprietà fibra secca:

- Resistenza a trazione nominale delle fibre  $> 2900 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità a trazione fibre  $= 205 \text{ GPa}$
- Peso/unità di superficie  $> 600 \text{ g/m}^2$
- Spessore di progetto del tessuto:  $s_{\text{equiv}} = 0.084 \text{ mm}$
- Allungamento a rottura  $> 1,5\%$

### **2.6.5. Acciaio per carpenteria metallica**

Per elementi strutturali metallici si impiegano le seguenti tipologie di acciaio:

- **acciaio S235, S275 e S355 (per le travi del nuovo solaio della sacrestia): :**

#### Bulloni

Le unioni bullonate saranno realizzate con bulloni classe 8.8.

### **2.6.6. Legno massiccio**

Per elementi strutturali in legno massiccio si impiega un legno massiccio di categoria C24 secondo UNI EN 338:2004.

### 2.6.7. Legno lamellare

Per elementi strutturali in legno lamellare (cordolo copertura campanile) si impiega un legno lamellare incollato di categoria GL24h secondo UNI EN 1194.

### 2.7. Criteri di progettazione e di modellazione

Sono state effettuate verifiche agli stati limite allo SLU (Stato limite Ultimo) e allo SLV (Stato di Salvaguardia della Vita).

#### Stato di fatto

Allo stato di fatto sono state effettuate verifiche relative ai principali meccanismi locali di ribaltamento, suggeriti anche dallo stato di danneggiamento (crolli e lesioni) prodottosi a seguito degli eventi sismici del 2012. La verifica dei meccanismi è stata effettuata mediante analisi cinematica lineare in conformità con il paragrafo C8A4 della Circolare al DM08.

In corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi verticali si considerano applicate delle forze orizzontali, proporzionali a quelle verticali mediante un coefficiente moltiplicativo  $\alpha$ .

Si calcolano i momenti stabilizzanti ed i momenti ribaltanti: uguagliandoli si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che implica l'attivazione del meccanismo. Dal moltiplicatore dei carichi si ottiene l'accelerazione spettrale massima di un sistema ad un grado di libertà equivalente, corrispondente all'attivazione del meccanismo in esame. Dall'accelerazione spettrale si risale all'accelerazione al suolo massima compatibile con la verifica del meccanismo locale.

Si calcola l'accelerazione massima compatibile con la verifica del meccanismo locale e si trova il tempo di ritorno massimo dell'azione sismica compatibile con la verifica del meccanismo locale. Si riporta di seguito la formula relativa ad una parete che poggia al livello del suolo.

$$a_{g\max} = \frac{(a_0^* \cdot q)}{S \cdot F_0 \cdot \Psi \cdot \gamma}$$

Si ottiene il valore del tempo di ritorno massimo associato a  $a_{g\max}$ .

Per i dettagli delle formule si rimanda al paragrafo C8A4 della Circolare al DM08 e ai paragrafi relativi alle verifiche di sicurezza della 'Relazione sulla sicurezza'. Non sono state condotte verifiche di carattere globale nei confronti dell'azione sismica, perché l'edificio, date le sue caratteristiche costruttive allo stato di fatto e visto il comportamento esibito durante gli eventi sismici, non è in grado di esibire un ordinato comportamento scatolare. Una modellazione dell'edificio in tal senso pertanto non riuscirebbe a riprodurre il reale comportamento dell'edificio, sovrastimandone la resistenza. Il complesso infatti, così come ha fatto nella realtà, tenderebbe a disgregarsi in parti isolate, mediante l'attivazione di meccanismi locali di ribaltamento, prima di attivare un comportamento globale.

## **Stato di progetto**

Il criterio generale che ha caratterizzato la progettazione degli interventi di consolidamento è stata la realizzazione di una strategia complessiva di singoli interventi localizzati, in grado di inibire o ritardare l'attivazione dei meccanismi locali. Per fare questo sono stati introdotti elementi reticolari metallici della facciata principale e sono poi stati introdotti irrigidimenti reticolari metallici di piano in corrispondenza delle catene lignee della copertura, per consentire un effetto di legatura efficace alla sommità delle pareti esterne. Sono stati poi previsti interventi di collegamento tra di loro delle pareti perimetrali del campanile, mediante impalcati intermedi e consolidamenti con solette piane in c.a. all'estradosso delle volte: questo riduce la tendenza del campanile a disgregarsi in singole porzioni, di per sé molto più vulnerabili. I nuovi impalcati interni al campanile sono poi stati disposti in corrispondenza di strutture di rinforzo nell'abside e ad esse collegate, per incrementare il grado di collegamento mutuo lungo l'altezza e ridurre il rischio di martellamento per spostamenti differenziali e urti in fase sismica. Si sottolinea che tutti gli interventi proposti hanno consentito di riprodurre esattamente le geometrie e l'aspetto esteriore delle membrature murarie, senza alterazioni. Sono stati pertanto progettati interventi di consolidamento o di rinforzo strutturale, attraverso l'introduzione di elementi prevalentemente metallici (catene, irrigidimento metallico), di cui è stato ridotto il più possibile l'impatto visivo per minimizzare il disturbo dovuto all'introduzione di elementi estranei all'impianto originario, utilizzando ove possibile elementi appartenenti alla tradizione costruttiva della zona, ma lasciandoli tuttavia facilmente distinguibili per poter distinguere e quindi denunciare l'intervento di consolidamento. Quest'ultimo inoltre risulta per lo più essere caratterizzato da introduzione di elementi metallici, facilmente rimovibili in futuro e quindi pienamente in linea con i criteri di reversibilità. Tali interventi consentono all'edificio di esplicitare effettivamente un comportamento globale. Per valutarlo è stato realizzato un modello dell'edificio, mediante il software di calcolo Tremuri di Stadata, di comprovata affidabilità e basato sull'implementazione di un modello teorico sviluppato presso l'Università di Genova. L'edificio è stato modellato mediante una schematizzazione tridimensionale, con i maschi murari e le fasce murarie modellate come macroelementi. Il modello sviluppato con Tremuri ha consentito di effettuare le verifiche dei maschi murari per carichi verticali, analisi dinamiche con l'individuazione dei principali modi di vibrare, analisi statiche non lineari, con l'individuazione di 24 curve di pushover per ogni modello ed il confronto tra domanda di spostamento e capacità di spostamento. Sono poi state effettuate verifiche per la valutazione della vulnerabilità dell'edificio nei confronti dei meccanismi locali, mediante l'analisi cinematica lineare in conformità con il paragrafo C8A4 della Circolare al DM08.

### **Caratteristiche delle analisi statiche non lineari**

Sono state adottate due distribuzioni delle forze:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse
- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

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 del 20% 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.

In conformità a quanto richiesto dalla normativa è stata ricavata la curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva è stato effettuato mediante una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta è stata assunta 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, ha permesso di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa. Sono state effettuate 24 analisi, considerando due direzioni ortogonali, e tenendo in conto eccentricità nulle e una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

## 2.8. Combinazione delle azioni

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

- allo SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- combinazioni sismiche:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i} Q_{k1} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Sono stati adottati i seguenti coefficienti:

AZIONE	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

**2.9. Risultati  
 analisi dello**

AZIONE		$\gamma_F$	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	1
	sfavorevoli		1.3
Carichi permanenti non strutturali**	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0
	sfavorevoli		1.3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0
	sfavorevoli		1.5

**principali  
 stato di fatto**

Si rimanda alla 'Relazione sulla valutazione della sicurezza' per un'illustrazione completa delle analisi effettuate sul complesso allo stato di fatto.

Si riportano di seguito le conclusioni inserite nella 'Relazione sulla valutazione della sicurezza' del complesso allo stato di fatto.

Si riepilogano di seguito i principali risultati delle verifiche di sicurezza effettuate: i principali problemi sono dovuti alla vulnerabilità di parti dell'edificio nei confronti dei ribaltamenti fuori piano per meccanismi locali. L'edificio non possiede impalcati in grado di esercitare una funzione di diaframma di piano e quindi di consentire un comportamento scatolare dell'edificio: il comportamento globale dell'edificio non si manifesta quindi in quanto si giunge a crolli parziali per meccanismi locali.

Riportiamo di seguito i risultati principali in cui le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

**.- MECCANISMO 'A' – FACCIATA**

Facciata

$$a_0^* = 0.068 \cdot g \ll (S_e(T1) \cdot \Psi \cdot \gamma) / 2 = 0.317 \cdot g$$

Coefficiente di sicurezza =  $0.068 \cdot g / 0.317 \cdot g = 0.21 < 1$

**- MECCANISMO 'B' – MURO ESTERNO NAVATA LATERALE SINISTRA**

Parete esterna navata laterale sinistra

$$a_0^* = 0.0375 \cdot g \ll (a_g(P_{VR}) \cdot S) / q = 0.138 \cdot g$$

Coefficiente di sicurezza =  $0.0375 \cdot g / 0.138 \cdot g = 0.272 < 1$

**- MECCANISMO 'C' – PARETE LONGITUDINALE IN ELEVAZIONE**

Parete longitudinale tra navata centrale e laterali

$$a_0^* = 0.056 \cdot g \ll (S_e(T1) \cdot \Psi \cdot \gamma) / 2 = 0.281 \cdot g$$

Coefficiente di sicurezza =  $0.056 \cdot g / 0.281 \cdot g = 0.20 < 1$

L'edificio presenta pertanto una serie di vulnerabilità nei confronti dell'azioni sismiche che hanno prodotto le lesioni ed i crolli riscontrati e che devono essere sanate attraverso un intervento organico di consolidamento e miglioramento sismico, che consenta di risolvere le principali cause di vulnerabilità, permettendo all'edificio di esibire un comportamento scatolare globale nei confronti dell'azione sismica e innalzando il coefficiente di sicurezza dal valore minimo del 20% dello stato di fatto ad un valore sensibilmente più alto.

## 2.10. Descrizione interventi di progetto

Si riporta di seguito la descrizione dei principali interventi strutturali previsti.

A seguito di quanto riportato nella '*Relazione sulla valutazione della sicurezza*' si prevede essenzialmente di effettuare i seguenti interventi:

- ricostruzione volte in muratura crollate con mattoni in foglio parzialmente di recupero e con caratteristiche costruttive analoghe a quelle esistenti, realizzazione di soprarchi in muratura di contrasto sul perimetro e applicazione di strisce in fibre di vetro all'estradosso lungo il perimetro e lungo le diagonali
- consolidamento volta esistente della navata laterale con realizzazione di soprarchi in muratura di contrasto sul perimetro e applicazione di strisce in fibre di vetro all'estradosso lungo il perimetro e lungo le diagonali
- ricostruzione centina crollata con tecnologia costruttiva analoga all'esistente (costolature e correntini lignei, tavolette di legno e gesso)
- riposizionamento porzione di centina pericolante con preconsolidamento per esecuzione di operazioni di tiro e movimentazione e successivo collegamento alla parte di centina rimasta in sede e alla porzione nuova ricostruita
- consolidamento centinatura con verifica ed integrazione dei collegamenti tra le membrature lignee (con chiodatura e viti), razionalizzazione del sistema integrativo di appensione esistente (sostituzione del 50% degli elementi lignei di appensione) ed introduzione di appensione mediante pendini in acciaio inox dotati di tenditore a vite regolabile e dispositivo smorzatore. integrazione di correntini lignei tra le costolature
- consolidamento volta in muratura abside con iniezione lesioni principali e applicazione all'estradosso di strisce in fibra di vetro sulle costolature e posa in opera di cordolo perimetrale in acciaio alle reni, con funzione di cerchiaggio e confinamento verso l'esterno delle pareti, collegato alle pareti mediante barre in acciaio e capochiave metallici esterni a paletto

- intervento locale sagrestia: sostituzione di solaio esistente con solaio misto acciaio-clc in travi metalliche e lamiera grecata, collegato alle pareti perimetrali con cordolo metallico e barre in acciaio
- consolidamento volte campanile: sostituzione riempimento incoerente con argilla espansa imboiaccata, realizzazione di soletta orizzontale armata in cls strutturale alleggerito, collegata alle pareti perimetrali mediante cordolo metallico preforato e barre di acciaio e capochiave metallici esterni a paletto
- nuovi impalcati intermedi campanile: sostituzione di scala interna lignea con nuova scala lignea, con razionalizzazione della geometria e sostituzione dei pianerottoli intermedi di sbarco con nuovi solai in legno massiccio a doppia orditura, con soletta orizzontale in c.a. collegata agli elementi lignei mediante connettori a taglio e alle pareti perimetrali mediante cordolo metallico preforato e barre di acciaio e capochiave metallici esterni a paletto
- copertura navate laterali: sostituzione elementi lignei della copertura con membrane in legno massiccio, introduzione di travi lignee inclinate di rompitratta della luce delle terzere e realizzazione di sistema di irrigidimento reticolare metallico di falda
- copertura navata centrale: sostituzione puntuale di elementi degradati delle capriate con elementi in legno massiccio di sezione analoga, introduzione di sistema reticolare metallico a livello delle catene lignee con funzione di irrigidimento ed integrazione con sistema di appensione centine e con reticolare metallica in adiacenza alla facciata per la stabilizzazione fuori piano della stessa
- copertura abside: sostituzione di elementi lignei della copertura con membrane in legno massiccio con schema analogo a quello esistente, realizzazione di sistema di irrigidimento reticolare metallico a livello delle catene lignee e integrazione con posa in opera di cordolo metallico perimetrale collegato alle pareti mediante barre in acciaio, con funzione di cerchiaggio e contenimento verso l'esterno
- copertura campanile: introduzione di 2 capriate e di travi diagonali in legno massiccio, posa in opera di travetti in legno massiccio sagomati per alloggio tavelle in laterizio e realizzazione di doppio tavolato ligneo incrociato al di sopra delle tavelle con posa in opera di cordolo perimetrale in legno lamellare per eliminazione spinta diagonali e contenimento sommitale delle pareti esterne
- copertura corpo adiacente: posa in opera di secondo tavolato ligneo incrociato a 45° per irrigidimento falda:
- consolidamenti murari: interventi di cuci-scuci e di iniezioni di malta a bassa pressione limitati alle posizioni strettamente necessarie (cuci scuci in corrispondenza delle lesioni principali e iniezione delle lesioni meno gravi, iniezione di malta in presenza di pareti a due paramenti staccati e con nucleo interno caotico .Sono stati inoltre previsti in alcuni casi specifici interventi di scarnitura e stilatura dei giunti, soprattutto nella zona dell'abside e del

campanile, dove i giunti di malta sono molto degradati e dove si sono infatti concentrati i maggiori danni. Le iniezioni di malta sono state limitate alle sole porzioni di pareti che sono risultate a sacco o con nucleo interno caotico e disordinato. Interventi di collegamento dei due paramenti contrapposti mediante barre metalliche elicoidali a secco e introduzione in alcuni giunti di malta dell'abside di barre metalliche con funzione di cerchiaggio esterno e contrasto alla tendenza della zona absidale ad aprirsi verso l'esterno con disaggregazione in blocchi.

## **2.11. Categoria di intervento e livello di conoscenza**

Si fa riferimento alle indicazioni riportate nel capitolo C8A dell'appendice della Circolare del 04/02/2009 alle NTC08 e nelle Linee Guida per gli interventi sui beni tutelati: si è valutato il livello di conoscenza raggiunto mediante l'integrazione della documentazione disponibile con i rilievi e le indagini in situ e si è conseguentemente assunto un valore coerente del Fattore di Confidenza.

Si considera di aver raggiunto un livello di conoscenza corrispondente ad un livello LC2. Si reputa di aver raggiunto tale livello di conoscenza sulla base del livello di conoscenza delle seguenti caratteristiche del edificio e delle sue membrature:

Rilievo geometrico: rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi 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)

FC1 = 0.0

Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)

FC2 = 0.06

Proprietà meccaniche dei materiali: limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali

FC3 = 0.06

Terreno e fondazioni: estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni

FC4 = 0.0

Si otterrebbe pertanto un valore cumulativo di FC pario a:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

$F_C=1.12$

## 2.12. Incremento di sicurezza a seguito degli interventi di progetto

Nel passaggio dalle condizioni di stato di fatto a quelle dello stato di progetto a seguito degli interventi di consolidamento previsti, si registra un notevole incremento di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

### Risposta sismica

Si passa da un coefficiente di sicurezza pari a 0.20 allo SLV allo stato di fatto in termini di accelerazione, ad un coefficiente di sicurezza minimo nello stato di progetto in termini di accelerazione di 0.70 (>0.60). Si osserva inoltre che il mentre allo stato di fatto il valore più basso del coefficiente di sicurezza si verifica per un meccanismo locale, allo stato progetto invece il valore più basso del coefficiente di sicurezza si ha per le verifiche del comportamento globale, mentre i valori per i meccanismi locali allo stato di progetto sono tutti superiori. Questo è un dato positivo, che indica come gli interventi di progetto abbiano opportunamente invertito la gerarchia dei meccanismi di crisi, consentendo all'edificio di attingere a tutte le sue risorse per comportamento globale, con sollecitazioni nel piano delle pareti, prima di giungere al collasso. Gli interventi di progetto consentono di modificare le modalità di crisi: si passa da crisi locali per ribaltamento fuori piano, particolarmente pericolose per l'incolumità delle persone, a crisi per comportamento globale, più favorevoli ed auspicabili.

### 3. RIEPILOGO DELLE INDAGINI SULLE STRUTTURE E SUI MATERIALI

---

#### 3.1. Materiale a disposizione e campagne di indagine

Si rimanda alla *'Relazione sulla valutazione della sicurezza'* per la descrizione delle indagini effettuate e del materiale a disposizione a base della progettazione. Ci si limiterà a riproporre i valori delle caratteristiche meccaniche e geometriche assunte per le strutture esistenti. Si riportano di seguito le principali considerazioni sullo stato di fatto

#### 3.2. Considerazioni sullo stato di fatto

Per la redazione del Esecutivo sono state fatte le seguenti indagini sull'edificio:

- Rilievo accurato della geometria dell'edificio ad integrazione e verifica dei dati riportati negli elaborati a disposizione, con particolare riguardo alle caratteristiche geometriche dei principali elementi costruttivi (spessore dei muri, geometria delle volte, spessore delle stesse, ricostruito anche con sopralluoghi e rilievi visivi);
- Rilievo approfondito delle tipologie costruttive presenti, con conseguente individuazione di differenti tipologie di volte e di elementi di copertura presenti;
- Indagini da parte di tecnologo del legno (Dott. Gabriele Bonamini – Studio Legnio-Wood Consulting) sulla qualità, stato di conservazione, difettosità e grado di danneggiamento delle membrature di copertura sopra la navata centrale, laterali, sulla centinatura lignea e sopra l'abside
- Indagini strumentali (n. 4 endoscopie ad asse verticale sugli impalcati e sulle volte, n. 5 endoscopie ad asse orizzontale sulle pareti murarie; n. 3 prove con martinetti piatti doppi, 3 saggi sugli orizzontamenti;

#### 3.3. Valori assunti nel calcolo

Si riportano di seguito le assunzioni fatte a seguito delle campagne di indagine effettuate.

##### 3.3.1. Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Dato il valore del fattore di confidenza ricavato, per analogia si fa riferimento pertanto ad un livello LC2: pertanto come valori caratteristici di riferimento per la determinazione dei valori di calcolo si fa riferimento a:

- Resistenze: medi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

Nei paragrafi seguenti verranno esplicitati i valori di resistenza effettivamente assunti per ogni singolo materiale.

### **3.3.2. Muratura**

#### *3.3.2.1. Muratura in mattoni pieni*

- Resistenza di rottura a compressione:

$$f_m=371.43,11 \text{ N/cm}^2$$

- Resistenza di taglio:

$$\tau_0=8.82 \text{ N/cm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità verticale:

$$E=1500 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità tangenziale:

$$G=500 \text{ N/mm}^2$$

- Peso specifico medio della muratura:

$$w=18 \text{ KN/m}^3$$

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI NUOVI

### 4.1. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per elementi strutturali in barre (barre di inghisaggio alla muratura) si impiega acciaio avente le caratteristiche di seguito descritte (con riferimento al D.M. 14.01.2008 ed alle norme UNI EN 206 e UNI EN 1992-1-1/Eurocodice2):

Tipo acciaio	B 450 C
Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}$	$\geq 450$ MPa
Tensione di rottura caratteristica $f_{tk}$	$\geq 540$ MPa
Allungamento $A_{gt,k}$	$\geq 7.45$ %

### 4.2. MURATURA IN MATTONI PIENI

*Si prevede l'impiego di elementi in laterizio simili a quelli presenti in opera e quindi con caratteristiche fisico-meccaniche analoghe, per non produrre alterazioni localizzate di rigidità e di resistenza.*

Si prevede l'impiego di elementi in laterizio pieno di categoria I:

- Resistenza a compressione caratteristica del blocco:

$$f_{bk} \geq 20 \text{ N/mm}^2$$

Si prevede l'impiego di malta a base di calce idraulica per muratura, idonea ad interventi di restauro e conforme alla norma UNI EN998-2:

- Resistenza a compressione media della malta:

$$f_m \geq 10 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{malta superiore o uguale a M10})$$

Si deducono pertanto le caratteristiche di resistenza minime da adottare per la muratura, in conformità alle Tabelle 11.10.V e 11.10.VII riportate nel D.M. 14.01.2008.

- Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

$$f_k \geq 8 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali:

$$f_{vko} = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo di elasticità normale secante :

$$E = 1000 \cdot f_k = 8000 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo di elasticità tangenziale secante :

$$G=0.4 \cdot E=3200 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.3. FIBRE IN VETRO

Per il rinforzo delle volte in muratura si adottano fibre di vetro ad alta resistenza unidirezionali messe in opera su malta a base calce, conformi alle prescrizioni delle normative CNR DT200\_2004 e NTC08 e aventi le seguenti proprietà meccaniche:

Reti in fibra di vetro alcali resistente per il rinforzo strutturale di elementi in muratura in abbinamento ad opportuna malta a base calce:

Proprietà fibra secca:

Tipo di fibra: fibre di vetro tipo A.R.

Peso/unità di superficie:  $\geq 225 \text{ g/m}^2$ .

Dimensione delle maglie: 25 x 25 mm.

Resistenza a trazione (kN/m):  $\geq 45$ .

Allungamento a rottura:  $\geq 2.5 \%$ .

#### 4.4. FIBRE DI ACCIAIO

Per il rinforzo del fusto del campanile, dal lato interno, si prevede l'impiego di strisce in fibre di acciaio galvanizzato ad alta resistenza, sempre su malta a base calce, conformi alle prescrizioni delle normative CNR DT200\_2004 e NTC08 e aventi le seguenti proprietà meccaniche

Proprietà fibra secca:

- Resistenza a trazione nominale delle fibre  $> 2900 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità a trazione fibre  $= 205 \text{ GPa}$
- Peso/unità di superficie  $> 600 \text{ g/m}^2$
- Spessore di progetto del tessuto:  $s_{\text{equiv}} = 0.084 \text{ mm}$
- Allungamento a rottura  $> 1,5\%$

#### 4.5. ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

Per elementi strutturali metallici si impiegano le seguenti tipologie di acciaio:

**acciaio S235** conforme alle prescrizioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1.

tipo acciaio	S 235
tensione di snervamento caratteristica fyk	235 MPa
tensione di rottura caratteristica ftk	360 MPa
modulo di elasticità normale E	210000 MPa
coefficiente di Poisson $\nu$	0.3

**acciaio S275** conforme alle prescrizioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1.

tipo acciaio	S 275
tensione di snervamento caratteristica fyk	275 MPa
tensione di rottura caratteristica ftk	430 MPa
modulo di elasticità normale E	210000 MPa
coefficiente di Poisson $\nu$	0.3

**acciaio S355** conforme alle prescrizioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1.

tipo acciaio	S 355
tensione di snervamento caratteristica fyk	355 MPa
tensione di rottura caratteristica ftk	510 MPa
modulo di elasticità normale E	210000 MPa
coefficiente di Poisson $\nu$	0.3

### Bulloni

Le unioni bullonate saranno realizzate con bulloni rispondenti alle indicazioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968 e UNI EN ISO 898-1:2001.

classe	8.8
tensione di snervamento caratteristica $f_{yb}$	649 MPa
tensione di rottura $f_{tb}$	800 MPa

#### 4.6. LEGNO MASSICCIO

Per elementi strutturali in legno massiccio si impiega un legno massiccio (membrature delle capriate, terzere, travetti e doppio tavolato) di categoria C24 secondo EN 338. Riportiamo di seguito i valori caratteristici del legno massiccio secondo tale normativa:

proprietà 1 Classi di resistenza - Valori caratteristici		Pino e conifere												Lattuglie					
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70
<b>Proprietà di resistenza (in N/mm<sup>2</sup>)</b>																			
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	3,0	3,4	3,8	4,7	5,7	6,8
Taglio	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
<b>Proprietà di rigidità (in kN/mm<sup>2</sup>)</b>																			
Modulo di elasticità medio parallela	$E_{0,05}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20
Modulo di elasticità parallelo al 5%	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Modulo di elasticità medio perpendicolare	$E_{0,05,perp}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Modulo di taglio medio	$G_{0,05}$	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
<b>Massa volumica (in kg/m<sup>3</sup>)</b>																			
Massa volumica	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	390	400	420	440	460	590	560	590	650	700	900
Massa volumica media	$\rho_{mean}$	350	370	390	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	790	840	1080
<p>Nota</p> <p>a) I valori forniti sopra per la resistenza a trazione, la resistenza a compressione, la resistenza a taglio, il modulo di elasticità al 5%, il modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura e il modulo di taglio medio, sono calcolati utilizzando le equazioni fornite nell'appendice A.</p> <p>b) Le proprietà nel prospetto sono compatibili con un legno la cui umidità sia corrispondente ad una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa del 65%.</p> <p>c) Il legno conforme alle classi C45 e C50 può non essere immediatamente disponibile.</p>																			

#### 4.7. LEGNO LAMELLARE

Per elementi strutturali in legno lamellare (nuovo cordolo perimetrale nella copertura del campanile) si impiega un legno lamellare incollato di categoria GL24h secondo UNI 1194. Riportiamo di seguito i valori caratteristici del legno massiccio secondo tale normativa:

		GL24h	GL28h	GL32h
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>				
Flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32
Trazione parallela	$f_{t,0,g,k}$	16.5	19.5	22.5
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,g,k}$	0.4	0.45	0.5

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

Compressione parallela	$f_{c,0,g,k}$	24	26.5	29
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,g,k}$	2.7	3.0	3.3
Taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	3.2	3.8
<b>Proprietà di rigidità in N/mm<sup>2</sup></b>				
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,g,mean}$	11600	12600	13700
Modulo di elasticità parallelo	$E_{0,g,05}$	9400	10200	11100
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,g,mean}$	390	420	460
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	720	780	850
<b>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></b>				
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430

## 5. AZIONI

---

Si riepilogano di seguito le azioni assunte nei calcoli di verifica strutturale.

### 5.1. PESI PROPRI

Si assumono i seguenti valori per i materiali costituenti le strutture portanti:

$$\gamma_{cls} = 2400 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{c.a.} = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 7850 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{terreno} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{LAMELLARE, GL28h} = 410 \text{ daN/m}^3$$

### 5.2. CARICHI PERMANENTI

#### 5.2.1. Volte a vela navate laterali

##### Volte a vela navate laterali

Riempimento in argilla espansa imboiaccata	100 DaN/m <sup>2</sup>
Volte in mattoni in foglio - sp=6 cm	108 DaN/m <sup>2</sup>
intonaco	<u>30 DaN/m<sup>2</sup></u>
TOTALE:	G= 238DaN/m <sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$$Q=50 \text{ DaN/m}^2$$

#### 5.2.2. Volta a botte navata centrale

Volte in tavolette di legno e gesso mattoni in foglio	<u>60 DaN/m<sup>2</sup></u>
TOTALE:	G= 60 DaN/m <sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$Q=50 \text{ DaN/m}^2$

### **5.2.3. Volta a botte corpo abside**

Riempimento in argilla espansa imboiaccata	100 DaN/m <sup>2</sup>
Volte in mattoni di coltello - sp=14 cm	252 DaN/m <sup>2</sup>
intonaco	<u>30 DaN/m<sup>2</sup></u>
TOTALE:	G= 372 DaN/m <sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$Q=50 \text{ DaN/m}^2$

### **5.2.4. Volte a crociera campanile**

Pavimento in mattoni	100 DaN/m <sup>2</sup>
Soletta in cls alleggerito strutturale sp=5 cm	80 DaN/m <sup>2</sup>
Riempimento in argilla espansa imboiaccata	100 DaN/m <sup>2</sup>
Volte in mattoni di coltello - sp=12 cm	216 DaN/m <sup>2</sup>
intonaco	<u>30 DaN/m<sup>2</sup></u>
TOTALE:	G= 526 DaN/m <sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$Q=50 \text{ DaN/m}^2$

### **5.2.5. Nuovi impalcati intermedi campanile in legno-cls**

Carichi permanenti portati:

Pavimento in mattoni	100 DaN/m <sup>2</sup>
Soletta in cls strutturale sp=5 cm	125 DaN/m <sup>2</sup>
Tavelle in laterizio (sp=3 cm)	54 DaN/m <sup>2</sup>

Travetti lignei 18 DaN/m<sup>2</sup>  
TOTALE: G= 297 DaN/m<sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

Q=50 DaN/m<sup>2</sup>

### **5.2.6. Copertura navata centrale, abside e navate laterali**

#### Copertura

Carichi permanenti portati:

Manto in coppi doppi 80 DaN/m<sup>2</sup>

Tavelle in laterizio (sp=3 cm) 54 DaN/m<sup>2</sup>

Travetti lignei 18 DaN/m<sup>2</sup>

TOTALE: G= 152 DaN/m<sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

Q=120 DaN/m<sup>2</sup>

### **5.2.7. Copertura campanile**

#### Copertura

Carichi permanenti portati:

Manto in coppi doppi 80 DaN/m<sup>2</sup>

Doppio tavolato ligneo sp=3+3 cm 36 DaN/m<sup>2</sup>

Tavelle in laterizio (sp=3 cm) 54 DaN/m<sup>2</sup>

Travetti lignei 18 DaN/m<sup>2</sup>

TOTALE: G= 188 DaN/m<sup>2</sup>

Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

Q=120 DaN/m<sup>2</sup>

### 5.3. CARICHI VARIABILI

I carichi variabili di piano sono stati assunti secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, seguendo la classificazione seguente in funzione della destinazione d'uso dell'ambiente.

Per le coperture si è assunto un carico uniformemente distribuito della neve.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Si adottano i seguenti carichi variabili:

- sottotetti:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$$Q=50 \text{ DaN/m}^2$$

### 5.4. AZIONE DELLA NEVE

Il carico dovuto alla neve viene valutato secondo quanto prescritto dalla normativa vigente in particolare dal D.M. 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e viene valutato secondo la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E C_T$$

dove

$q_s$  è il carico neve sulla copertura

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo, in  $\text{kN/m}^2$

$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_T$  è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

#### 5.4.1. Carico neve al suolo

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono forniti dalla norma in funzione dell'altitudine di riferimento  $a_s$  che è la quota del suolo sul livello del mare e della zona del sito di realizzazione dell'edificio.

Zona	Descrizione	$q_{sk}$	
		$a_s \leq 200 \text{ m}$	$a_s > 200 \text{ m}$
1 - Alpina	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 1.39 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
1 - Mediterranea	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	$q_{sk} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 1.35 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
2	Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:	$q_{sk} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 0.85 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
3	Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone,	$q_{sk} = 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 0.51 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

	Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:		
--	---	--	--

### 5.4.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ . Si adotta  $C_E = 1$

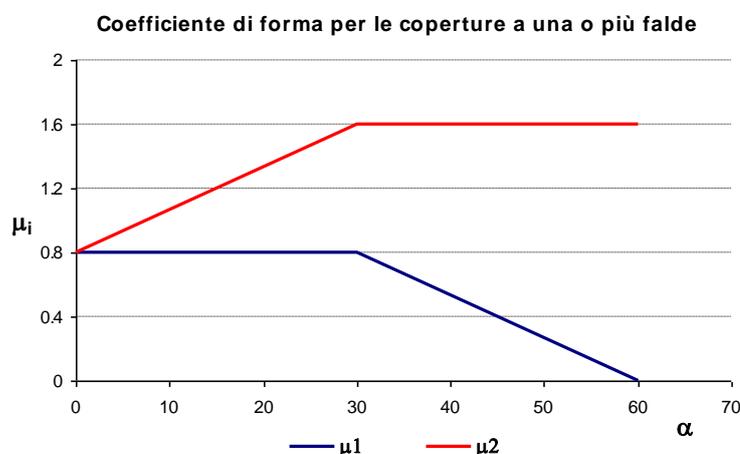
### 5.4.3. Coefficiente termico

Il coefficiente termico  $C_T$  può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_T = 1$ . Si adotta  $C_T = 1$

### 5.4.4. Coefficiente di forma della copertura

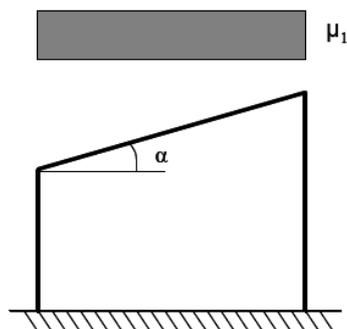
Per coperture a una o più falde, il coefficienti di forma della copertura è dato dalle relazioni successive, in funzione dell'inclinazione della falda rispetto l'orizzontale:

	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0.8	$0.8 \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0
$\mu_2$	$0.8 + 0.8 \frac{\alpha}{30}$	1.6	----



#### 5.4.4.1. Copertura ad una falda

Si considera la seguente distribuzione:



#### 5.4.5. Valori considerati nel calcolo

Da quanto descritto sopra si ricava per il caso in esame:

	Singola falda
$\mu_i$	0.8
$q_{sk}$	$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2}$
$q_s$	$q_s = 1.20 \frac{kN}{m^2}$

#### 5.5. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene calcolata secondo quanto prescritto dalla normativa vigente in particolare dal D.M. 14-01-2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

##### 5.5.1. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

### 5.5.2. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,o} \quad a_s \leq a_o$$

$$v_b = v_{b,o} + k_a (a_s - a_o) \quad a_s > a_o$$

dove

$v_{b,o}$   $k_a$   $a_o$  sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$a_s$  è l'altezza sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione

Zona	Descrizione	$v_{b,o}$ (m/s)	$a_o$ (m)	$k_r$ (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	75'0	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di	28	500	0.020

	Maddalena)			
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

### 5.5.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200m$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \cdot \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] \quad z \geq z_{\min}$$

dove

$k_r$ ,  $z_o$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

$c_t$  è il coefficiente di topografia. Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nel nostro caso si considera un'altezza massima dell'edificio pari a c.ca  $z=12$  m.

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

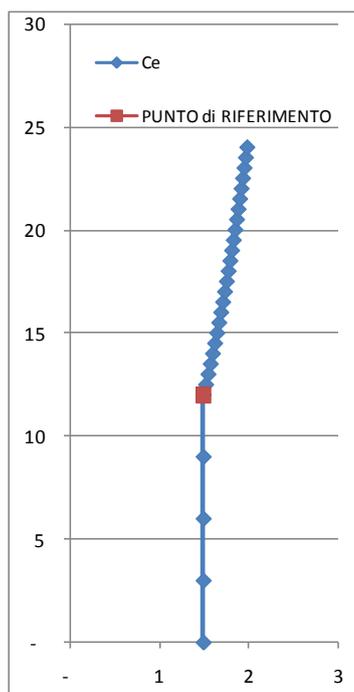


fig. 1: andamento di Ce di calcolo

#### 5.5.4. Coefficiente di forma

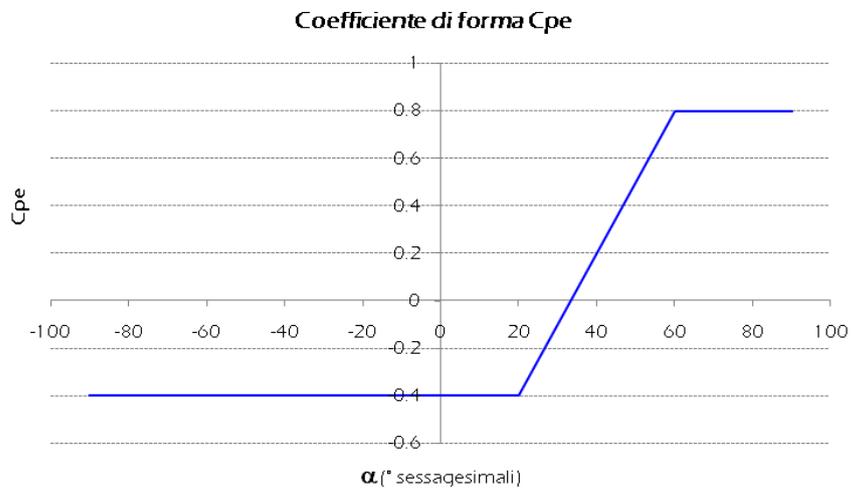
Per la valutazione della pressione esterna si assumerà quanto segue, si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

elemento	Cpe
per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$	+0.8
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$	$0.03 \alpha - 1$
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)	-0.4

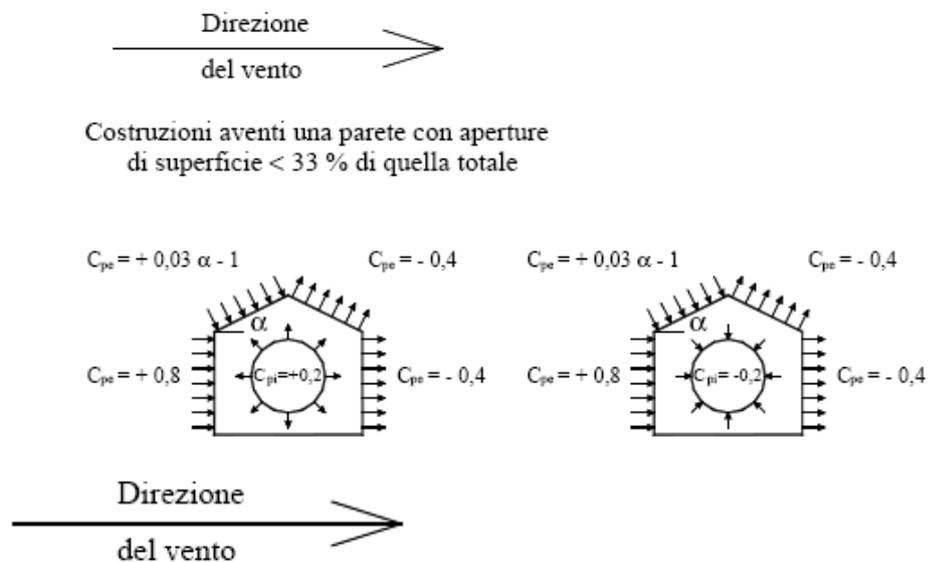
Per la valutazione della pressione interna si assumerà

elemento	Cpe
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di	$\pm 0.2$

quella totale:	
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:	+ 0.8 per elementi sopravvento - 0.5 per elementi sottovento o paralleli al vento
per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale	$C_{pe} + C_{pi} = \pm 1.2$ per elementi normali alla direzione del vento $C_{pi} = \pm 0.2$ per gli altri elementi



**fig. 2: andamento di  $C_{pe}$  per edifici a pianta rettangolare con tetti piani, a falde, inclinate, curve**



### 5.5.5. Valori considerati nel calcolo

Per le strutture in elevazione si considerano i seguenti carichi da vento, in funzione della forma e dell'orientamento della superficie rispetto la direzione del vento, intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni. Si considera la costruzione stagna.

Si considera:

q <sub>b</sub>	0.39 $\frac{kN}{m^2}$
c <sub>e</sub>	1.48
c <sub>d</sub>	1

SUPERFICIE	c <sub>pe</sub> + c <sub>pi</sub>	p
sopravvento con aperture < 33%	+1.0	+0.58 $\frac{kN}{m^2}$
sottovento con aperture < 33%	-0.4	-0.232 $\frac{kN}{m^2}$

Si ottengono pertanto le seguenti pressioni di calcolo del vento:

- Pareti sopravvento: p= 58 DaN/m<sup>2</sup>
- Pareti sottovento: p= -23.2 DaN/m<sup>2</sup>

### 5.6. AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $R_{VR}$ .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di

superamento nel periodo di riferimento PVR , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Al fine della determinazione dei parametri caratterizzanti lo spettro di risposta elastico, prevede l'assegnazione alla struttura di una vita nominale, una classe di utilizzo per ottenere un periodo di riferimento rispetto al quale calcolare la probabilità di superamento di un dato stato limite.

### 5.6.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella successiva:

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale (anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva**	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100
** Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.	

### 5.6.2. Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

CLASSE D'USO	DESCRIZIONE
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Si adotta una classe d'uso III.

### 5.6.3. Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$  :

CLASSE D'USO	COEFFICIENTE $C_u$
I	0.7
II	1
III	1.5
IV	2

Il periodo di riferimento  $V_R$  è dato da

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

mentre dalla relazione

$$T_R = -\frac{V_N}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1-P_{V_R})}$$

si ottiene, per i vari stati limite, il tempo di ritorno associati ai vari stati limite e poi in funzione di questo, si ricavano dal reticolo di pericolosità sismica, conoscendo la posizione del sito in termini di longitudine e latitudine, la terna di parametri  $a_g, F_o, T_c^*$  che consentono di determinare gli spettri di risposta elastici relativi ai singoli stati limite.

STATI LIMITE		P <sub>VR</sub>
Stati limite	SLO	81 %
di esercizio	SLD	63 %
Stati limite	SLV	10 %
ultimi	SLC	5 %

#### 5.6.4. Categorie di sottosuolo

Per poter definire l'azione di progetto è necessario identificare la tipologia di sottosuolo sul quale è fondata la costruzione. A questo scopo la norma individua le seguenti tipologie di sottosuolo:

Categoria di sottosuolo	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa).

	nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

### 5.6.5. Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T 1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T 2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T 3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T 4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 5.6.6. Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D < T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$$

nelle quali:

$T$ ,  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S S_T$$

essendo

$S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0.55$$

dove  $\xi$  è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C T_C^*$$

$T_C^*$  ottenuto dal reticolo sismico in funzione della probabilità di superamento scelta

$C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo ricavato dalla tabella seguente

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

### **5.6.7. Amplificazione stratigrafica**

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_o$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella successiva, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria di sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1	1
B	$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.1 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1 \leq 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.9 \leq 2.4 - 1.5 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$0.9 \leq 2 - 1.1 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

### 5.6.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella tabella successiva, funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T 1	-----	1
T 2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T 3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T 4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_T$  assume valore unitario.

### 5.6.9. Spettri considerati nel calcolo

È stata condotta un'analisi specifica di risposta sismica locale.

Si riporta lo spettro elastico ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale:

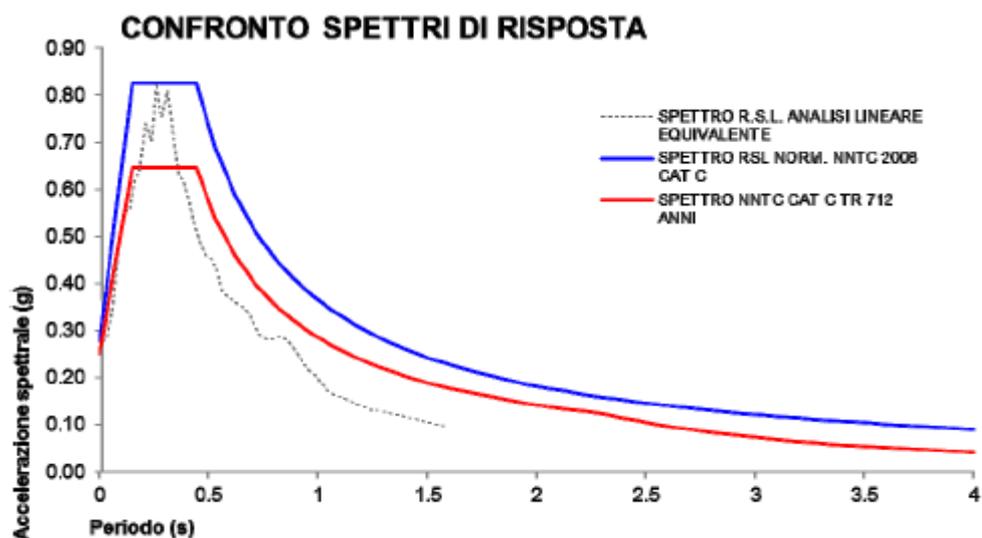


Fig. 2.4: Confronto tra lo spettro di accelerazione calcolato secondo NTC (CAT. C-SLV) (in rosso) e lo spettro di accelerazione normalizzato ottenuto dal calcolo mediante software STRATA (in blu) (SLV).

	Tr	Ag (g)	S	n	T*	f <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> (Sec)	T <sub>b</sub> (Sec)	T <sub>d</sub> (Sec)	Amax (g)
SLV	712	0.178	1.57	1	0.274	2.981	0.441	0.147	2.308	0.277

T (s)	Ag
0.000	0.277
0.147	0.825
0.441	0.825
0.530	0.687
0.619	0.588
0.707	0.514

T (s)	Ag
2.388	0.153
2.467	0.148
2.548	0.143
2.628	0.138
2.709	0.134
2.790	0.130

0.798	0.457
0.885	0.411
0.974	0.374
1.063	0.343
1.151	0.318
1.240	0.293
1.329	0.274
1.418	0.257
1.508	0.242
1.595	0.228
1.684	0.216
1.773	0.205
1.862	0.195
1.950	0.187
2.039	0.178
2.128	0.171
2.217	0.164
2.308	0.158

2.870	0.127
2.951	0.123
3.032	0.120
3.112	0.117
3.193	0.114
3.274	0.111
3.354	0.108
3.435	0.106
3.516	0.104
3.597	0.101
3.677	0.099
3.758	0.097
3.839	0.095
3.919	0.093
4.000	0.091

Tab. 5.1: Spettro NNTC normalizzato derivante dall'analisi RSL svolta.

## 5.7. COMBINAZIONI DI CARICO

Si descrivono di seguito i criteri in base ai quali sono state assunte le varie combinazioni delle condizioni elementari di carico.

Le combinazioni devono rispettare la seguente relazioni:

- allo SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

- combinazioni sismiche:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i}Q_{k1} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$$

- allo SLE (combinazione rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti  $\psi_{ji}$  si ricavano dalla seguente tabella

AZIONE	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq$ 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
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota $\leq$ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Neve (a quota $>$ 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

AZIONE		$\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1	1
	sfavorevoli		1.1	1.3	1
Carichi permanenti non strutturali**	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

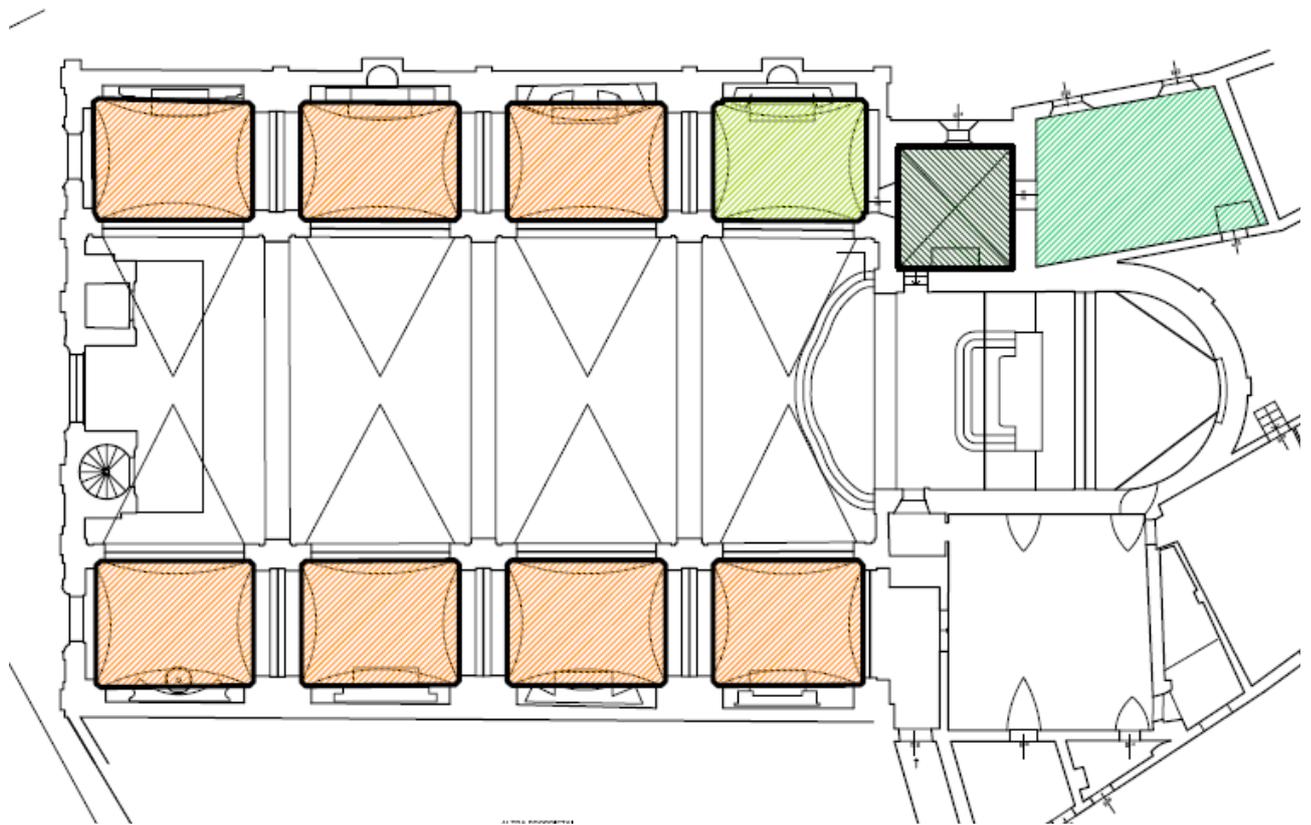
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
<p>** Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.</p>					

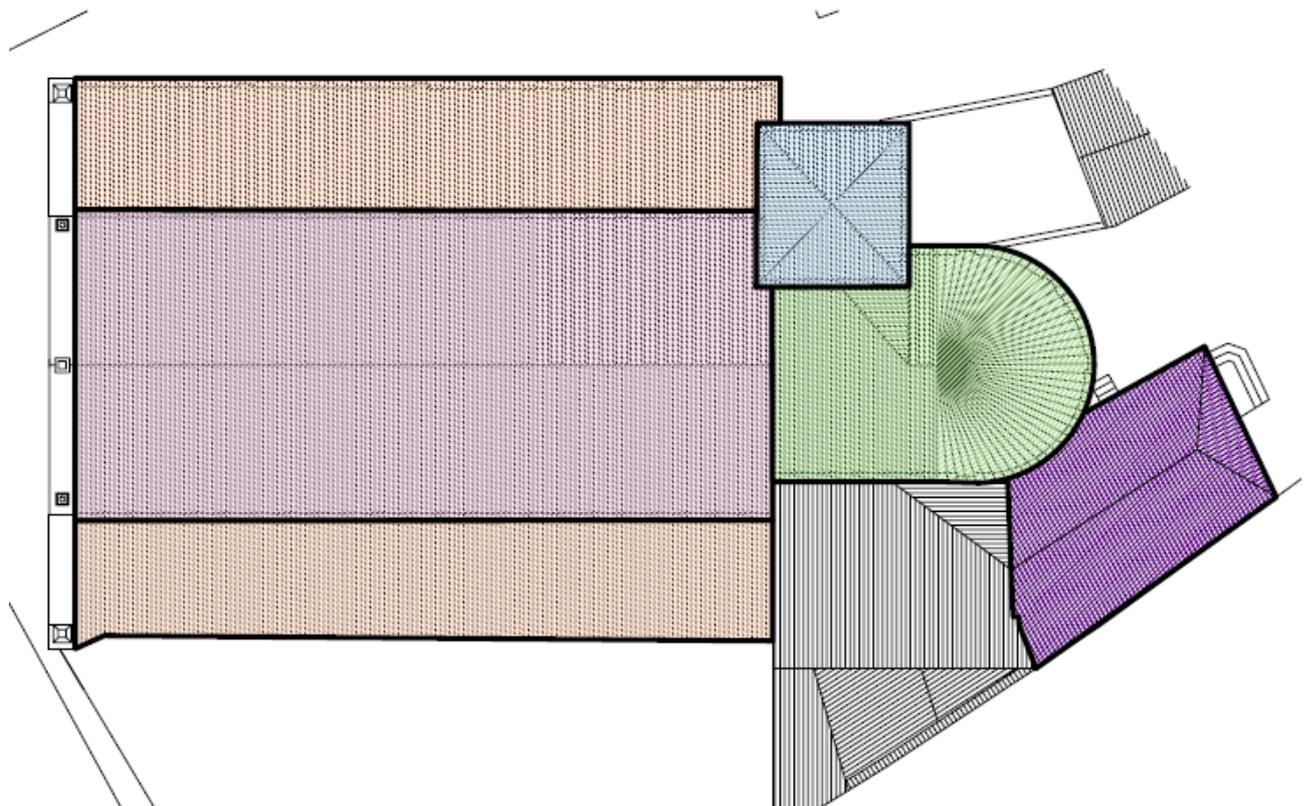
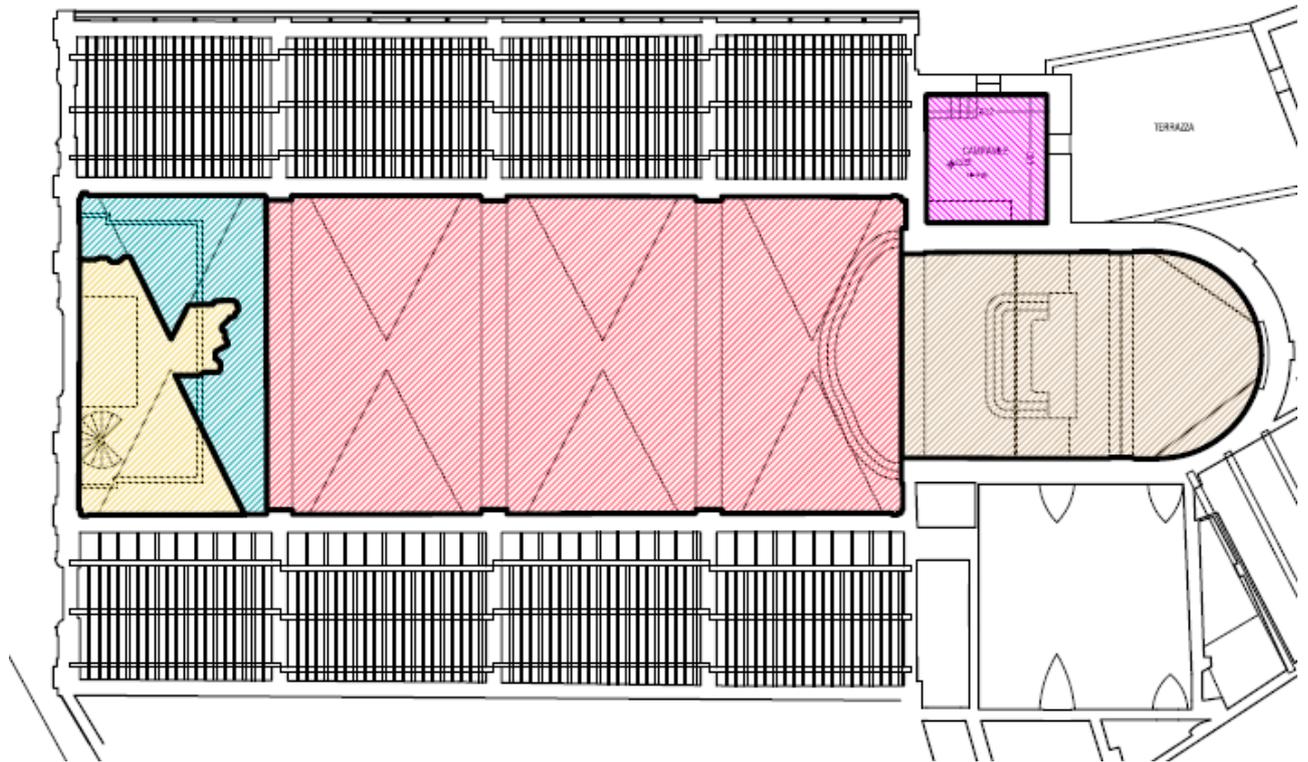
## 6. VERIFICA DELLE STRUTTURE: INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Si riportano di seguito la descrizione dei principali interventi strutturali previsti e le verifiche di sicurezza dei principali elementi costruttivi allo stato di progetto a seguito della loro realizzazione.

### 6.1. DESCRIZIONE INTERVENTI

Si prevedono i seguenti interventi:



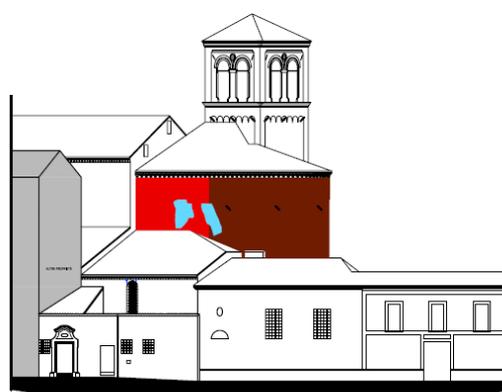
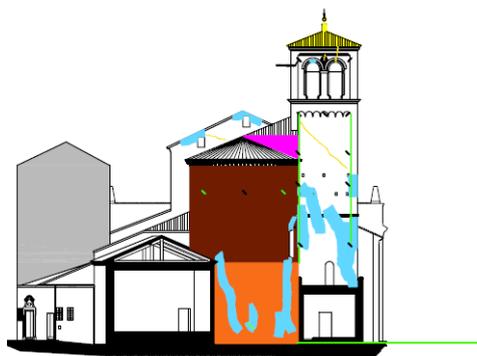


# LEGENDA

-  RICOSTRUZIONE VOLTE IN MURATURA CROLLATE CON MATTONI IN FOGLIO PARZIALMENTE DI REVUPERO E CON CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE ANALOGHE A QUELLE ESISTENTI. REALIZZAZIONE DI SOPRARCHI IN MURATURA DI CONTRASTO SUL PERIMETRO E APPLICAZIONE DI STRISCE IN FIBRE DI VETRO ALL'ESTRADOSSO LUNGO IL PERIMETRO E LUNGO LE DIAGONALI
-  CONSOLIDAMENTO VOLTA ESISTENTE CON REALIZZAZIONE DI SOPRARCHI IN MURATURA DI CONTRASTO SUL PERIMETRO E APPLICAZIONE DI STRISCE IN FIBRE DI VETRO ALL'ESTRADOSSO LUNGO IL PERIMETRO E LUNGO LE DIAGONALI
-  RICOSTRUZIONE CENTINA CROLLATA CON TECNOLOGIA COSTRUTTIVA ANALOGA ALL'ESISTENTE (COSTOLATURE E CORRENTINI LIGNEI, TAVOLETTE DI LEGNO E GESSO)
-  RIPOSIZIONAMENTO PORZIONE DI CENTINA PERICOLANTE CON PRECONSOLIDAMENTO PER ESECUZIONE DI OPERAZIONI DI TIRO E MOVIMENTAZIONE E SUCCESSIVO COLLEGAMENTO ALLA PARTE DI CENTINA RIMASTA IN SEDE E ALLA PORZIONE NUOVA RICOSTRUITA
-  CONSOLIDAMENTO CENTINATURA CON VERIFICA ED INTEGRAZIONE DEI COLLEGAMENTI TRA LE MEMBRATURE LIGNEE (CON CHIODATURA E VITI), RAZIONALIZZAZIONE DEL SISTEMA INTEGRATIVO DI APPENSIONE ESISTENTE (SOSTITUZIONE DEL 50% DEGLI ELEMENTI LIGNEI DI APPENSIONE) ED INTRODUZIONE DI APPENSIONE MEDIANTE PENDINI IN ACCIAIO INOX DOTATI DI TENDITORE A VITE REGOLABILE E DISPOSITIVO SMORZATORE, INTEGRAZIONE DI CORRENTINI LIGNEI TRA LE COSTOLATURE
-  CONSOLIDAMENTO VOLTA IN MURATURA ABSIDE CON INIEZIONE LESIONI PRINCIPALI E APPLICAZIONE ALL'ESTRADOSSO DI STRISCE IN FIBRA DI VETRO SULLE COSTOLATURE E POSA IN OPERA DI CORDOLO PERIMETRALE IN ACCIAIO ALLE RENI, CON FUNZIONE DI CERCHIAGGIO E CONTENIMENTO VERSO L'ESTERNO DELLE PARETI, COLLEGATO ALLE PARETI MEDIANTE BARRE IN ACCIAIO E CAPOCHIAVE METALLICI ESTERNI A PALETTO
-  INTERVENTO LOCALE SAGRESTIA: SOSTITUZIONE DI SOLAIO ESISTENTE CON SOLAIO MISTO ACCIAIO-CLS IN TRAVI METALLICHE E LAMIERA GRECATA, COLLEGATO ALLE PARETI PERIMETRALI CON CORDOLO METALLICO E BARRE IN ACCIAIO
-  CONSOLIDAMENTO VOLTE CAMPANILE: SOSTITUZIONE RIEMPIMENTO INCOERENTE CON ARGILLA ESPANSA IMBOIACCATA, REALIZZAZIONE DI SOLETTA ORIZZONTALE ARMATA IN CLS STRUTTURALE ALLEGGERITO, COLLEGATA ALLE PARETI PERIMETRALI MEDIANTE CORDOLO METALLICO PREFORATO E BARRE DI ACCIAIO E CAPOCHIAVE METALLICI ESTERNI A PALETTO
-  NUOVI IMPALCATI INTERMEDI CAMPANILE: SOSTITUZIONE DI SCALA INTERNA LIGNEA CON NUOVA SCALA LIGNEA, CON RAZIONALIZZAZIONE DELLA GEOMETRIA E SOSTITUZIONE DEI PIANEROTTOLI INTERMEDI DI SBARCO CON NUOVI SOLAI IN LEGNO MASSICCIO A DOPPIA ORDITURA, CON SOLETTA ORIZZONTALE IN C.A. COLLEGATA AGLI ELEMENTI LIGNEI MEDIANTE CONNETTORI A TAGLIO E ALLE PARETI PERIMETRALI MEDIANTE CORDOLO METALLICO PREFORATO E BARRE DI ACCIAIO E CAPOCHIAVE METALLICI ESTERNI A PALETTO
  
-  COPERTURA NAVATE LATERALI: SOSTITUZIONE ELEMENTI LIGNEI DELLA COPERTURA CON MEMBRATURE IN LEGNO MASSICCIO, INTRODUZIONE DI TRAVI LIGNEE INCLINATE DI ROMPIRATTA DELLA LUCE DELLE TERZERE E REALIZZAZIONE DI SISTEMA DI IRRIGIDIMENTO RETICOLARE METALLICO DI FALDA
-  COPERTURA NAVATA CENTRALE: SOSTITUZIONE PUNTUALE DI ELEMENTI DEGRADATI DELLE CAPIRIATE CON ELEMENTI IN LEGNO MASSICCIO DI SEZIONE ANALOGA, INTRODUZIONE DI SISTEMA RETICOLARE METALLICO A LIVELLO DELLE CATENE LIGNEE CON FUNZIONE DI IRRIGIDIMENTO ED INTEGRAZIONE CON SISTEMA DI APPENSIONE CENTINE E CON RETICOLARE METALLICO IN ADIACENZA ALLA FACCIATA PER LA STABILIZZAZIONE FUORI PIANO DELLA STESSA
-  COPERTURA ABSIDE: SOSTITUZIONE DI ELEMENTI LIGNEI DELLA COPERTURA CON MEMBRATURE IN LEGNO MASSICCIO CON SCHEMA ANALOGO A QUELLO ESISTENTE, REALIZZAZIONE DI SISTEMA DI IRRIGIDIMENTO RETICOLARE METALLICO A LIVELLO DELLE CATENE LIGNEE E INTEGRAZIONE CON POSA IN OPERA DI CORDOLO METALLICO PERIMETRALE COLLEGATO ALLE PARETI MEDIANTE BARRE IN ACCIAIO, CON FUNZIONE DI CERCHIAGGIO E CONTENIMENTO VERSO L'ESTERNO
-  COPERTURA CAMPANILE: INTRODUZIONE DI 2 CAPIRIATE E DI TRAVI DIAGONALI IN LEGNO MASSICCIO, POSA IN OPERA DI TRAVETTI IN LEGNO MASSICCIO SAGOMATI PER ALLOGGIO TAVELLE IN LATERIZIO E REALIZZAZIONE DI DOPPIO TAVOLATO LIGNEO INCROCIATO AL DI SOPRA DELLE TAVELLE CON POSA IN OPERA DI CORDOLO PERIMETRALE IN LEGNO LAMELLARE PER ELIMINAZIONE SPINTA DIAGONALI E CONTENIMENTO SOMMITALE DELLE PARETI ESTERNE
-  COPERTURA CORPO ADIACENTE: POSA IN OPERA DI SECONDO TAVOLATO LIGNEO INCROCIATO A 45° PER IRRIGIDIMENTO FALDA

- ricostruzione volte in muratura crollate con mattoni in foglio parzialmente di recupero e con caratteristiche costruttive analoghe a quelle esistenti, realizzazione di soprarchi in muratura di contrasto sul perimetro e applicazione di strisce in fibre di vetro all'estradosso lungo il perimetro e lungo le diagonali
- consolidamento volta esistente della navata laterale con realizzazione di soprarchi in muratura di contrasto sul perimetro e applicazione di strisce in fibre di vetro all'estradosso lungo il perimetro e lungo le diagonali
- ricostruzione centina crollata con tecnologia costruttiva analoga all'esistente (costolature e correntini lignei, tavolette di legno e gesso)
- riposizionamento porzione di centina pericolante con preconsolidamento per esecuzione di operazioni di tiro e movimentazione e successivo collegamento alla parte di centina rimasta in sede e alla porzione nuova ricostruita
- consolidamento centinatura con verifica ed integrazione dei collegamenti tra le membrature lignee (con chiodatura e viti), razionalizzazione del sistema integrativo di appensione esistente (sostituzione del 50% degli elementi lignei di appensione) ed introduzione di appensione mediante pendini in acciaio inox dotati di tenditore a vite regolabile e dispositivo smorzatore. integrazione di correntini lignei tra le costolature
- consolidamento volta in muratura abside con iniezione lesioni principali e applicazione all'estradosso di strisce in fibra di vetro sulle costolature e posa in opera di cordolo perimetrale in acciaio alle reni, con funzione di cerchiaggio e confinamento verso l'esterno delle pareti, collegato alle pareti mediante barre in acciaio e capochiave metallici esterni a paletto
- intervento locale sagrestia: sostituzione di solaio esistente con solaio misto acciaio-clc in travi metalliche e lamiera grecata, collegato alle pareti perimetrali con cordolo metallico e barre in acciaio
- consolidamento volte campanile: sostituzione riempimento incoerente con argilla espansa imboiaccata, realizzazione di soletta orizzontale armata in cls strutturale alleggerito, collegata alle pareti perimetrali mediante cordolo metallico preforato e barre di acciaio e capochiave metallici esterni a paletto
- nuovi impalcati intermedi campanile: sostituzione di scala interna lignea con nuova scala lignea, con razionalizzazione della geometria e sostituzione dei pianerottoli intermedi di sbarco con nuovi solai in legno massiccio a doppia orditura, con soletta orizzontale in c.a. collegata agli elementi lignei mediante connettori a taglio e alle pareti perimetrali mediante cordolo metallico preforato e barre di acciaio e capochiave metallici esterni a paletto

- copertura navate laterali: sostituzione elementi lignei della copertura con membrature in legno massiccio, introduzione di travi lignee inclinate di rompitratte della luce delle terzere e realizzazione di sistema di irrigidimento reticolare metallico di falda
- copertura navata centrale: sostituzione puntuale di elementi degradati delle capriate con elementi in legno massiccio di sezione analoga, introduzione di sistema reticolare metallico a livello delle catene lignee con funzione di irrigidimento ed integrazione con sistema di appensione centine e con reticolare metallica in adiacenza alla facciata per la stabilizzazione fuori piano della stessa
- copertura abside: sostituzione di elementi lignei della copertura con membrature in legno massiccio con schema analogo a quello esistente, realizzazione di sistema di irrigidimento reticolare metallico a livello delle catene lignee e integrazione con posa in opera di cordolo metallico perimetrale collegato alle pareti mediante barre in acciaio, con funzione di cerchiaggio e contenimento verso l'esterno
- copertura campanile: introduzione di 2 capriate e di travi diagonali in legno massiccio, posa in opera di travetti in legno massiccio sagomati per alloggio tavelle in laterizio e realizzazione di doppio tavolato ligneo incrociato al di sopra delle tavelle con posa in opera di cordolo perimetrale in legno lamellare per eliminazione spinta diagonali e contenimento sommitale delle pareti esterne
- copertura corpo adiacente: posa in opera di secondo tavolato ligneo incrociato a 45° per irrigidimento falda:
- consolidamenti murari: interventi di cuci-scuci e di iniezioni di malta a bassa pressione limitati alle posizioni strettamente necessarie (cuci scuci in corrispondenza delle lesioni principali e iniezione delle lesioni meno gravi, iniezione di malta in presenza di pareti a due paramenti staccati e con nucleo interno caotico). Sono stati inoltre previsti in alcuni casi specifici interventi di scarnitura e stilatura dei giunti, soprattutto nella zona dell'abside e del campanile, dove i giunti di malta sono molto degradati e dove si sono infatti concentrati i maggiori danni. Le iniezioni di malta sono state limitate alle sole porzioni di pareti che sono risultate a sacco o con nucleo interno caotico e disordinato. Interventi di collegamento dei due paramenti contrapposti mediante barre metalliche elicoidali a secco e introduzione in alcuni giunti di malta dell'abside di barre metalliche con funzione di cerchiaggio esterno e contrasto alla tendenza della zona absidale ad aprirsi verso l'esterno con disaggregazione in blocchi.



- LESIONI**
- > 20 mm
  - tra 20 e 10 mm
  - tra 10 e 5 mm
  - < 5 mm
-  FUORI PIOMBO MURATURA
  -  CROLLI
  -  LESIONI STRUTTURA
  -  INTERVENTO DI CUCI-SCUCI SELEZIONANDO DA MATERIALE ACCATASTATO DA CROLLI CON INTEGRAZIONE DI MATERIALE DA RECUPERO ANALOGO PER DIMENSIONI E TIPOLOGIA A FACCIA VISTA (Rif. EPU B02006,b)
  -  INTERVENTO DI SCARIFICA E STILATURA GIUNTI (Rif. EPU B03102.a)
  -  INTERVENTO DI INIEZIONE LESIONI (Rif. EPU B03032)
  -  INTERVENTO DI RICOSTRUZIONE MURATURA CROLLATA CON AMMORSAMENTO ALL'ESISTENTE SELEZIONANDO DA MATERIALE ACCATASTATO DA CROLLI CON INTEGRAZIONE DA MATERIALE DI RECUPERO ANALOGO PER DIMENSIONI E TIPOLOGIA A FACCIA VISTA (Rif. EPU B03106,a)

-  INTERVENTO DI RICOSTRUZIONE SUPERFICIALE MURATURA O SOSTITUZIONE ELEMENTI DANNEGGIATI O PARZIALMENTE CROLLATI (Rif. EPU B03106a)
-  RIFACIMENTO MURATURA SELEZIONANDO DA MATERIALE ACCATASTATO DA CROLLI CON INTEGRAZIONE DA MATERIALE DI RECUPERO ANALOGO PER DIMENSIONI E TIPOLOGIA (Rif. EPU B02002.b)
-  SCARIFICA DI 1 GIUNTO DI MALTA OGNI 4 E RISTILATURA ARMATA CON INSERIMENTO DI BARRE ELICOIDALI TIPO STEEL HELIBAR 6 ED INGHISAGGIO CON MALTA + COLLEGAMENTO DEI DUE PARAMENTI CON BARRE TIPO STEEL DRYFIX 10 DI DIAMETRO Ø10 (n. 5/mq) + INIEZIONI DI MALTA A BASSA PRESSIONE (Rif. EPU B02014+PA.OC.09+PA.OC.10)
-  SCARIFICA GENERALE DELLA MURATURA E RISTILATURA + RISTILATURA ARMATA CON INSERIMENTO DI BARRE ELICOIDALI (UNA BARRA OGNI 4 GIUNTI DI MALTA) TIPO STEEL HELIBAR 6 ED INGHISAGGIO CON MALTA + COLLEGAMENTO DEI DUE PARAMENTI CON BARRE TIPO STEEL DRYFIX 10 DI DIAMETRO Ø10 (n. 5/mq) + INIEZIONI DI MALTA A BASSA PRESSIONE (Rif. EPU B02014+PA.OC.09+PA.OC.10+B02018.a+B02028.a)
-  SCARIFICA GENERALE DELLA MURATURA E RISTILATURA + COLLEGAMENTO DEI DUE PARAMENTI CON BARRE TIPO STEEL DRYFIX 10 DI DIAMETRO Ø10 (n. 5/mq) + INIEZIONI DI MALTA A BASSA PRESSIONE (Rif. EPU B02014+PA.OC.09+PA.OC.10+B02018.a+B02028.a)
-  NUOVO CAPOCHIAVE METALLICO A PALETTO (Rif. EPU B02025+A20054.a)

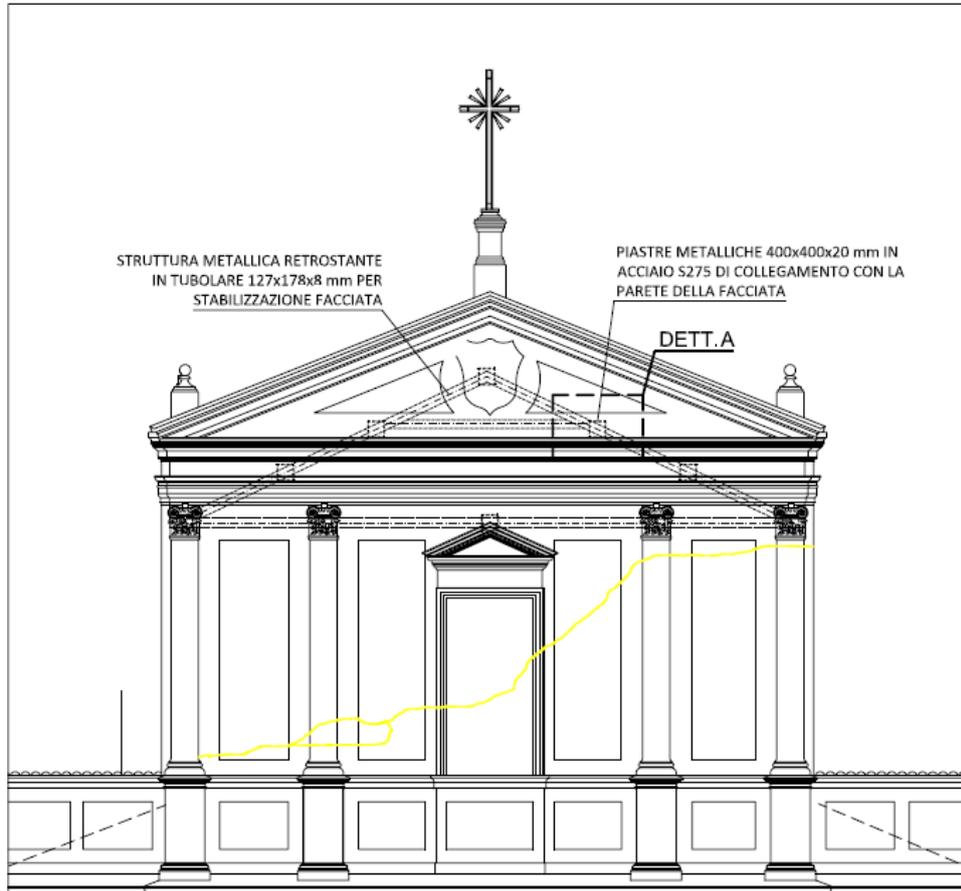
## 6.2. MECCANISMI LOCALI

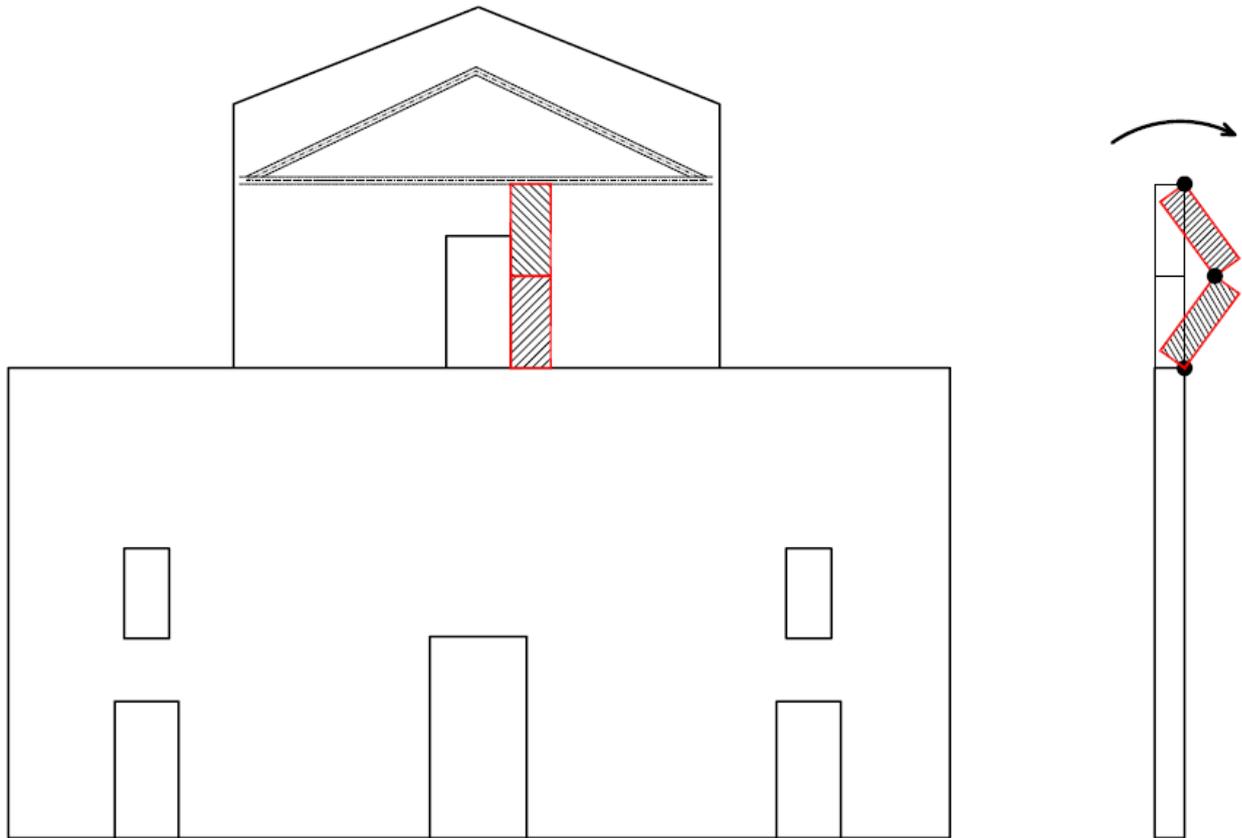
Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza eseguite sui principali meccanismi locali oggetto di verifiche allo stato di fatto, così come modificati dagli interventi di progetto previsti. In particolare vengono riportate le verifiche allo stato di progetto per i due meccanismi che sono risultati più gravosi allo stato di fatto. Allo stato di progetto si può ipotizzare che la copertura (ovvero il sistema di irrigidimento reticolare a livello di catena per la parete longitudinale e la struttura reticolare di stabilizzazione della facciata per la facciata) eserciti un vincolo di ritegno alla traslazione nei confronti delle pareti: il cinematismo del possibile meccanismo di collasso corrispondente muta quindi sensibilmente nel passaggio da stato di fatto a stato di progetto, con conseguente incremento del coefficiente di sicurezza allo SLV nei confronti del ribaltamento. Allo stato di progetto si ipotizza pertanto che la parete sia vincolata in sommità e che si formi un cinematismo con suddivisione della parete in due blocchi rigidi sovrapposti, con formazione di cerniera orizzontale intermedia. Si riportano di seguito le verifiche dei singoli meccanismi.

### 6.2.1. Meccanismo 'A' - Facciata

L'introduzione della struttura reticolare retrostante alla facciata per la sua stabilizzazione e l'ammorsamento della facciata ricostruita alle pareti longitudinali impediscono sostanzialmente che la facciata ribalti attorno ad una giacitura orizzontale come allo stato di fatto. Si ipotizza pertanto, con un'ipotesi comunque a favore di sicurezza, che si possa realizzare un meccanismo per flessione nel piano verticale di una porzione di profondità unitaria di facciata, posta nelle immediate vicinanze dell'apertura centrale (vedi figura) e considerata vincolata alla traslazione in sommità.

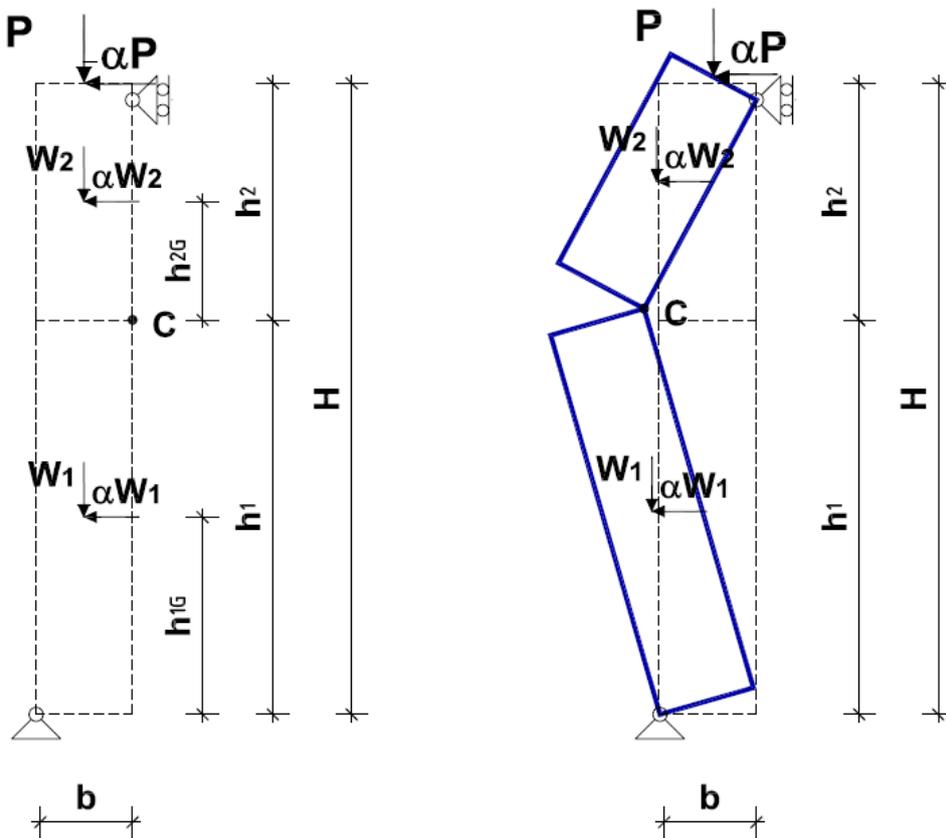
Tale meccanismo, come accennato precedentemente, sottostima sicuramente il reale coefficiente di sicurezza al ribaltamento della parete, in quanto non tiene conto delle risorse dovute alla natura realmente bidimensionale della flessione dovuta al sisma. In ogni caso tale assunzione sembra essere idonea, soprattutto nell'ottica di valutare un valore minimo del coefficiente di sicurezza associato alla parete allo stato di progetto.





Si ipotizza che la cerniera inferiore si formi alla stessa quota per cui sono stati fatte le verifiche allo stato di fatto.

Si considera allora il meccanismo che riguarda la parete in oggetto: si riporta di seguito una rappresentazione generale della tipologia di meccanismo ipotizzato.



In figura è rappresentato che la cerniera si formi ad un'altezza intermedia non predeterminata, tale da suddividere la parete di altezza totale H, in due parti di altezza  $h_1$  e  $h_2$  e di peso rispettivamente  $W_1$  e  $W_2$ . Il peso trasmesso dalla copertura in sommità, è schematizzato come una forza verticale P applicata in mezzeria allo spessore della muratura.

In corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi verticali si ipotizzano agenti forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali mediante un coefficiente di proporzionalità  $\alpha$ . Tali forze orizzontali rappresentano le forze orizzontali generate dall'azione sismica. Imponendo l'equilibrio del sistema di corpi rigidi nella configurazione indeformata, soggetto alle forze verticali ed orizzontali, si ottiene il valore  $\alpha_0$ , ovvero il moltiplicatore dei carichi che corrisponde all'attivazione del meccanismo.

Imponendo il soddisfacimento delle equazioni cardinali della statica alla traslazione e alla rotazione nel piano della parete nel suo complesso e delle singole porzioni che la compongono si perviene alla formulazione del moltiplicatore  $\alpha_0$ , che riportiamo di seguito.

$$\alpha_0 = \frac{(P + W_2) \times b \times \left(1 + \frac{h_1}{2 \times h_2}\right) + W_1 \times \frac{b}{2}}{\left[ W_1 \times h_{1G} + W_2 \times \left(1 - \frac{h_{2G}}{h_2}\right) \times h_1 \right]}$$

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche condotte mediante un foglio di calcolo appositamente creato. Si ipotizza presente un carico in sommità modesto ( $P=1000$  DaN),

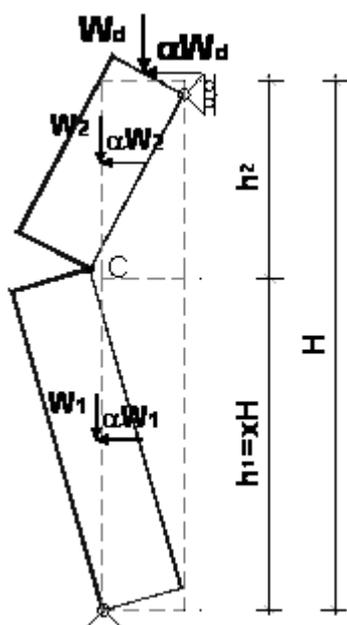
rappresentato dal peso della parete sopra la porzione considerata e comunque inferiore al peso reale gravante. Si sottolinea come in questo caso tale assunzione sia a favore di sicurezza in quanto il carico in sommità con tale cinematismo ha effetto stabilizzante.

### DUOMO DI FINALE EMILIA - MECC. A - FACCIATA - STATO DI PROGETTO

#### MECCANISMI DI PRIMO MODO

#### IPOTESI: DISTRIBUZIONE UNIFORME DELLE FORZE DI INERZIA

Considero una striscia unitaria di 1 m



#### DATI GEOMETRICI E DI CARICO DELLA PARETE IN MURATURA:

$B := 0.75\text{m}$  : spessore della parete in muratura

$H_p := 4.63\text{m}$  : altezza della parete in muratura

$e_p := \frac{B}{2} = 0.375\text{m}$  : distanza del carico P in sommità dalla faccia interna

$\gamma_1 := 1800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  : massa volumica della parete per una striscia di profondità unitaria

$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione di gravità

$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione di gravità

$x := 0.5$  : la cerniera è ipotizzata in mezzeria

$M_p := B \cdot H_p \cdot 1 \cdot \gamma_1 = 6.25 \times 10^3 \text{ kg}$  : massa parete

$W_p := B \cdot H_p \cdot 1 \cdot \gamma_1 \cdot g = 6.13 \times 10^4 \text{ N}$  : peso proprio parete

$M_1 := x \cdot M_p = 3.125 \times 10^3 \text{ kg}$  : massa della porzione inferiore della parete

$M_2 := [(1 - x) \cdot M_p] = 3.125 \times 10^3 \text{ kg}$  : massa della porzione superiore della parete

$W_1 := M_1 \cdot g = 3.065 \times 10^4 \text{ N}$  : peso della porzione inferiore della parete

$W_2 := M_2 \cdot g = 3.065 \times 10^4 \text{ N}$  : peso della porzione superiore della parete

$W_d := 10000 \cdot \text{N}$  : forza verticale in sommità (si considera cautelativamente un valore inferiore al peso della parete che grava sopra la porzione considerata)

$\Psi_d := \frac{W_d}{W_1} = 0.326$  : rapporto tra carico in sommità e peso della porzione inferiore della parete

$R_{e1} := \frac{(4 \cdot g \cdot B \cdot 0.75 \cdot M_p) \cdot (1 + 0.75 \cdot \Psi_d)}{H_p} = 3.708 \times 10^4 \text{ N}$  : forza resistente di attivazione del meccanismo (in conformità a Doherty)

$\alpha_0 := \frac{R_{e1}}{M_p \cdot g} = 0.605$  : moltiplicatore dei carichi all'attivazione del meccanismo

## **VERIFICHE CON ANALISI CINEMATICA LINEARE**

$FC := 1.35$  : fattore di confidenza relativo al grado di conoscenza LC1 (poichè non si tiene conto esplicitamente della finita resistenza a compressione della muratura)

$S := 1.57$  : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$q := 2$  : fattore di struttura per verifica con analisi cinematica lineare per azioni fuori piano

$H_T := 1845 \cdot \text{cm}$  : altezza totale della parete

$W_1 = 3.065 \times 10^4 \text{ N}$  : peso della porzione inferiore della parete

$W_2 = 3.065 \times 10^4 \text{ N}$  : peso della porzione superiore della parete

Formazione di cerniera intermedia

$\delta_{W1} := 0.5$  : spostamento virtuale orizzontale della forza orizzontale dovuta al peso  $W_1$  della porzione inferiore della parete

$\delta_{W2} := \delta_{W1} = 0.5$  : spostamento virtuale orizzontale della forza orizzontale dovuta al peso  $W_1$  della porzione inferiore della parete

$M := \frac{(W_1 \cdot \delta_{W1} + W_2 \cdot \delta_{W2})^2}{W_1 \cdot \delta_{W1}^2 + W_2 \cdot \delta_{W2}^2} \cdot g = 6.25 \times 10^3 \text{ kg}$  : massa partecipante della struttura

$e_0 := \frac{M \cdot g}{(W_1 + W_2)} = 1$  : frazione di massa partecipante della struttura

$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione di gravità

$a_o := \frac{\alpha_0 \cdot g}{(e_0 \cdot FC)} = 4.394 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

$Z := 1412 \cdot \text{cm}$  : altezza del baricentro delle forze  $W_1$  e  $W_2$

**APPLICAZIONE FORMULA NTC2008 (ANALISI CINEMATICA LINEARE)**

$N_0 := 2$  : numero dei piani

$F_0 := 2.981$

$\gamma_1 := \frac{(3 \cdot N_0)}{(2 \cdot N_0 + 1)} = 1.2$  : coefficiente di partecipazione modale

$a_{gmax} := \frac{(a_o \cdot q)}{\left[ S \cdot F_0 \cdot \left( \frac{Z}{H_T} \right) \cdot \gamma_1 \right]} = 2.045 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione massima compatibile con il meccanismo, da confrontare con il valore di  $a_g$

$\frac{a_{gmax}}{g} = 0.208$

Si ottiene quindi:

$$a_0^* = 2.045 \text{ m/s}^2 = 0.208 * g > a_g(P_{VR}) = 1.73 \text{ m/s}^2 = 0.176 * g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.208 * g / 0.176 * g = 1.18 > 1$$

### 6.2.2. Meccanismo 'C' – Parete longitudinale in elevazione

Si considera, come allo stato di fatto, una porzione di profondità unitaria della parete longitudinale esterna, tra navata principale e navata laterale.

L'introduzione dell'irrigidimento di falda a livello delle catene lignee delle capriate fa sì che la copertura sia in grado di esplicare un'azione di ritegno alla traslazione orizzontale in corrispondenza della sommità della parete. Si ipotizza pertanto, che si realizzi un meccanismo per flessione nel piano verticale di una porzione di profondità unitaria della parete (vedi figura) e considerata vincolata alla traslazione in sommità..

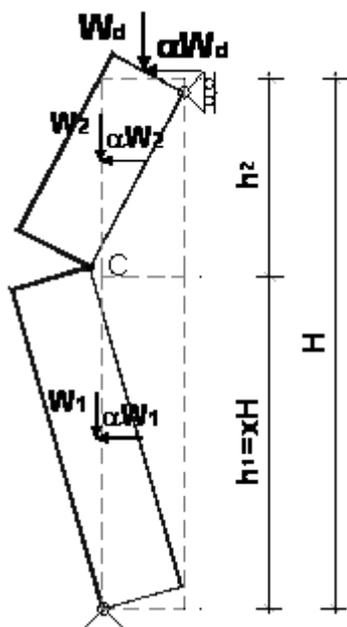


**DUOMO DI FINALE EMILIA - MECC. C - PARETE LONGITUDINALE STATO DI PROGETTO**

**MECCANISMI DI PRIMO MODO**

**IPOTESI: DISTRIBUZIONE UNIFORME DELLE FORZE DI INERZIA**

Considero una striscia unitaria di 1 m



**DATI GEOMETRICI E DI CARICO DELLA PARETE IN MURATURA:**

$B := 0.45\text{m}$  : spessore della parete in muratura

$H_p := 5.94\text{m}$  : altezza della parete in muratura

$e_p := \frac{B}{2} = 0.225\text{m}$  : distanza del carico P in sommità dalla faccia interna

$\gamma_1 := 1800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$  : massa volumica della parete per una striscia di profondità unitaria

$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$  : accelerazione di gravità

$x := 0.5$  : la cerniera è ipotizzata in mezzeria

$$M_p := B \cdot H_p \cdot 1 \cdot \gamma_1 = 4.811 \times 10^3 \text{ kg} \quad : \text{ massa parete}$$

$$W_p := B \cdot H_p \cdot 1 \cdot \gamma_1 \cdot g = 4.718 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ peso proprio parete}$$

$$M_1 := x \cdot M_p = 2.406 \times 10^3 \text{ kg} \quad : \text{ massa della porzione inferiore della parete}$$

$$M_2 := [(1 - x) \cdot M_p] = 2.406 \times 10^3 \text{ kg} \quad : \text{ massa della porzione superiore della parete}$$

$$W_1 := M_1 \cdot g = 2.359 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ peso della porzione inferiore della parete}$$

$$W_2 := M_2 \cdot g = 2.359 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ peso della porzione superiore della parete}$$

$$W_d := 12000 \cdot \text{N} \quad : \text{ forza verticale in sommità trasmessa dalla copertura}$$

$$\Psi_d := \frac{W_d}{W_1} = 0.509 \quad : \text{ rapporto tra carico in sommità e peso della porzione inferiore della parete}$$

$$R_{e1} := \frac{(4 \cdot g \cdot B \cdot 0.75 \cdot M_p) \cdot (1 + 0.75 \cdot \Psi_d)}{H_p} = 1.481 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ forza resistente di attivazione del meccanismo (in conformità a Doherty)}$$

$$\alpha_0 := \frac{R_{e1}}{M_p \cdot g} = 0.314 \quad : \text{ moltiplicatore dei carichi all'attivazione del meccanismo}$$

## **VERIFICHE CON ANALISI CINEMATICA LINEARE**

$$FC := 1.35 \quad : \text{ fattore di confidenza relativo al grado di conoscenza LC1 (poichè non si tiene conto esplicitamente della finita resistenza a compressione della muratura)}$$

$$S_s := 1.57 \quad : \text{ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche}$$

$$q := 2 \quad : \text{ fattore di struttura per verifica con analisi cinematica lineare per azioni fuori piano}$$

$$H_T := 1845 \cdot \text{cm} \quad : \text{ altezza totale della parete}$$

$$W_1 = 2.359 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ peso della porzione inferiore della parete}$$

$$W_2 = 2.359 \times 10^4 \text{ N} \quad : \text{ peso della porzione superiore della parete}$$

Formazione di cerniera intermedia

$\delta_{W1} := 0.5$  : spostamento virtuale orizzontale della forza orizzontale dovuta al peso W1 della porzione inferiore della parete

$\delta_{W2} := \delta_{W1} = 0.5$  : spostamento virtuale orizzontale della forza orizzontale dovuta al peso W1 della porzione inferiore della parete

$$M := \frac{(W_1 \cdot \delta_{W1} + W_2 \cdot \delta_{W2})^2}{W_1 \cdot \delta_{W1}^2 + W_2 \cdot \delta_{W2}^2} \cdot g = 4.811 \times 10^3 \text{ kg} \quad : \quad \text{massa partecipante della struttura}$$

$$e_0 := \frac{M \cdot g}{(W_1 + W_2)} = 1 \quad : \quad \text{frazione di massa partecipante della struttura}$$

$$g = 9.807 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad : \quad \text{accelerazione di gravità}$$

$$a_o := \frac{\alpha_0 \cdot g}{(e_0 \cdot FC)} = 2.281 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad : \quad \text{accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo}$$

$Z := 1244 \text{ cm}$  : altezza del baricentro delle forze W1 e W2

**APPLICAZIONE FORMULA NTC2008 (ANALISI CINEMATICA LINEARE)**

$N_0 := 2$  : numero dei piani

$$F_0 := 2.981$$

$$\gamma_1 := \frac{(3 \cdot N_0)}{(2 \cdot N_0 + 1)} = 1.2 \quad : \quad \text{coefficiente di partecipazione modale}$$

$$a_{gmax} := \frac{(a_o \cdot q)}{\left[ \frac{S \cdot F_0 \cdot \left( \frac{Z}{H_T} \right) \cdot \gamma_1}{\left( \frac{Z}{H_T} \right)} \right]} = 1.205 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad : \quad \text{accelerazione massima compatibile con il meccanismo, da confrontare con il valore di } a_g$$

$$\frac{a_{gmax}}{g} = 0.123$$

Si ottiene quindi:

$$a_0^* = 1.205 \text{ m/s}^2 = 0.123 \cdot g < a_g(P_{VR}) = 1.73 \text{ m/s}^2 = 0.176 \cdot g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.123 \cdot g / 0.176 \cdot g = 0.70 < 1$$

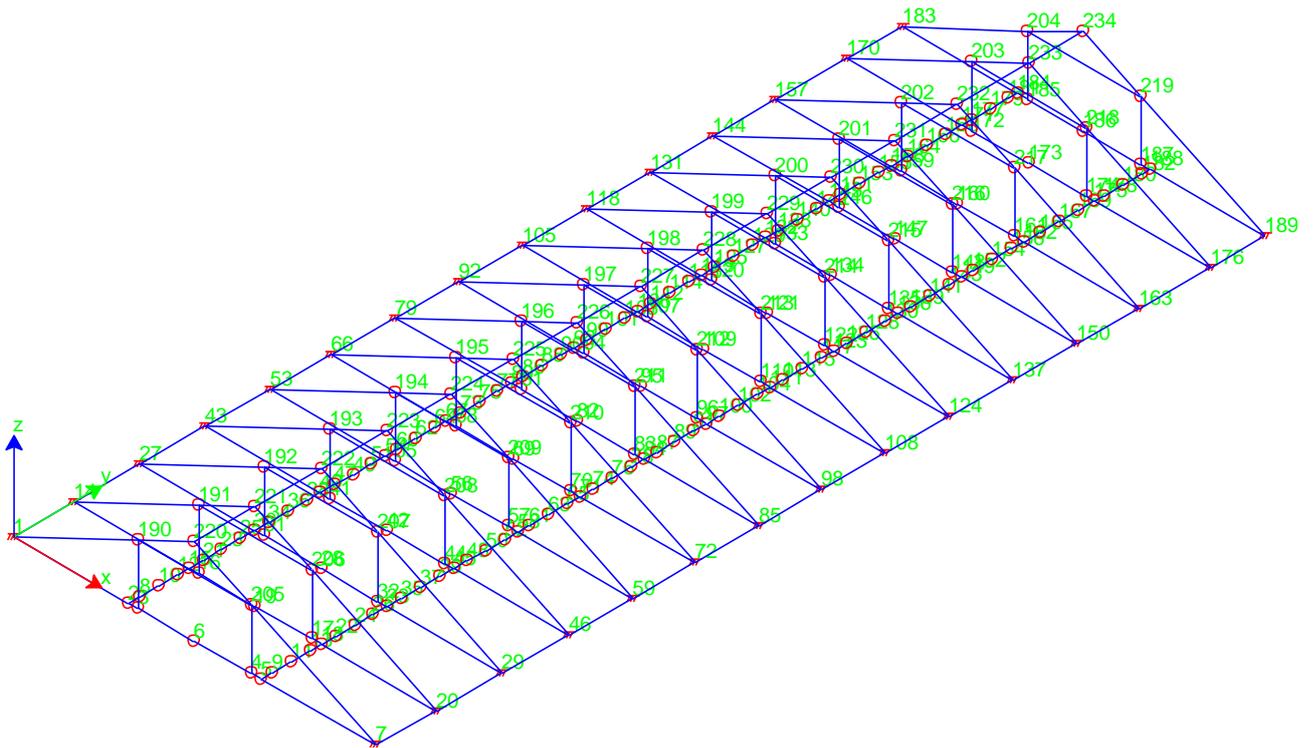
Si osserva che i coefficiente di sicurezza, pur inferiore all'unità, non è molto basso e comunque risulta superiore a quello ottenuto con l'analisi globale dell'edificio. Gli interventi di progetto hanno pertanto invertito opportunamente la sequenza di successione dei meccanismi di crisi. Lo stato di fatto è governato dai meccanismi locali di primo modo, mentre allo stato di progetto è il comportamento globale che governa il comportamento sismico dell'edificio.

### **6.3. COPERTURA**

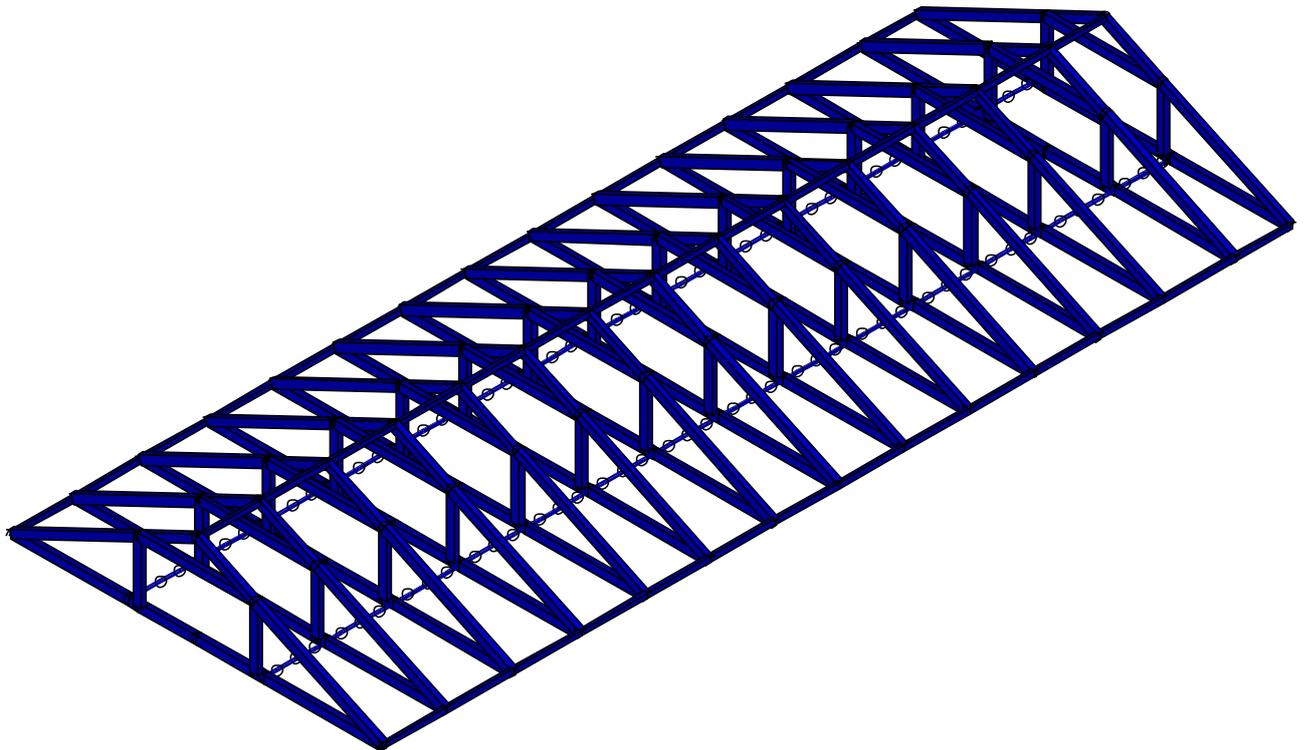
Si riportano di seguito le principali verifiche di sicurezza delle coperture allo stato di progetto. Sono stati realizzati modelli tridimensionali agli elementi finiti di porzioni rappresentative della copertura allo stato di progetto mediante il software Winstrand di Enexsys per ogni zona oggetto di intervento.

#### **6.3.1. Copertura navata centrale**

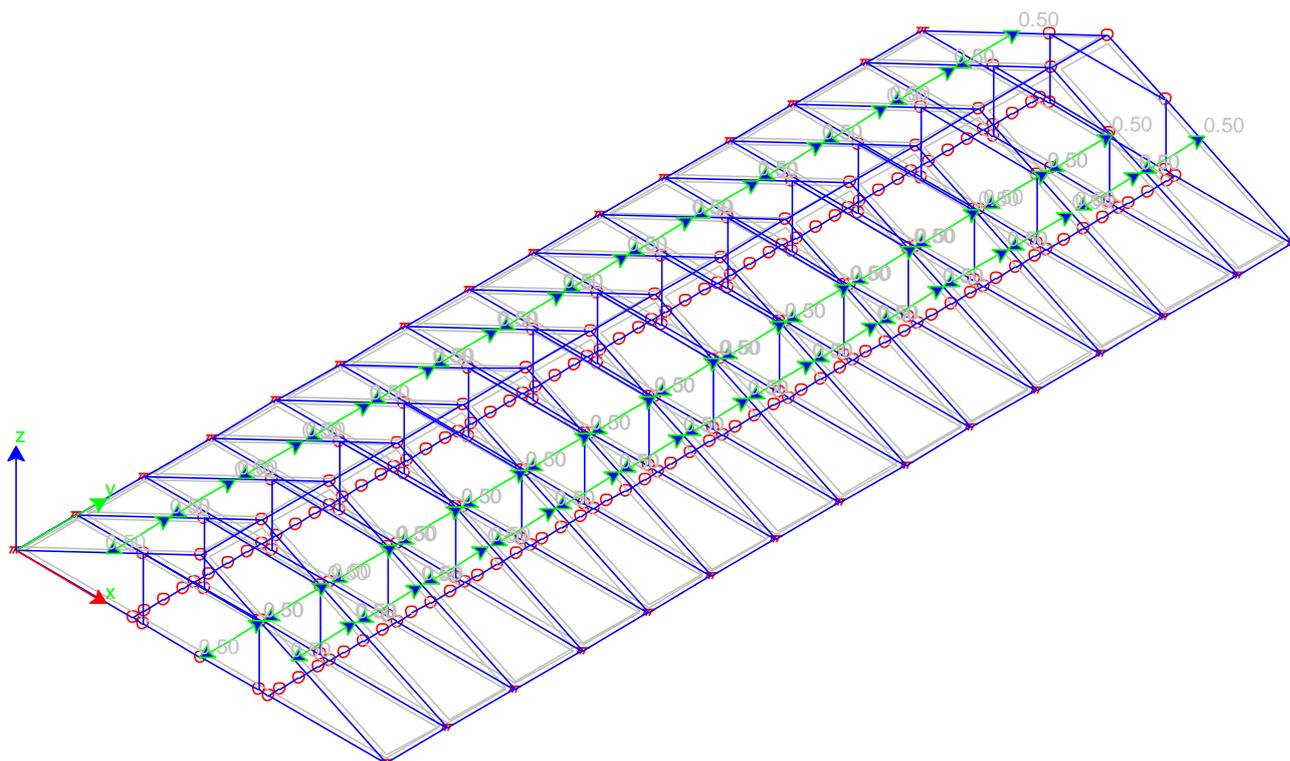
È stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi della copertura, consistente nel tratto con il software Winstrand di Enexsys: sono state modellate direttamente le capriate. Le membrature lignee sono state modellate con elementi beam incernierati alle estremità. Mediante tale modello sono state valutate le caratteristiche di sollecitazioni massime per le verifiche di sicurezza sulle membrature esistenti delle capriate, in legno massiccio di categoria S2 Abete Nord.



Modello 3D: numerazione dei nodi



Modello: vista solida 3D



**Modello: vista 3D con individuazione delle aree di carico e dei coefficienti di ripartizione**

I carichi in copertura sono stati assegnati in automatico dal software per quanto riguarda il peso proprio delle membrature delle capriate, mentre i permanenti portati sono stati assegnati mediante elementi area di carico, con i carichi ricavati dall'analisi dei carichi già riportata precedentemente:

#### Copertura

Carichi permanenti portati:

Manto in coppi doppi	80 DaN/m <sup>2</sup>
Tavelle in laterizio (sp=3 cm)	54 DaN/m <sup>2</sup>
Travetti lignei	<u>18 DaN/m<sup>2</sup></u>
TOTALE:	G= 152 DaN/m <sup>2</sup>

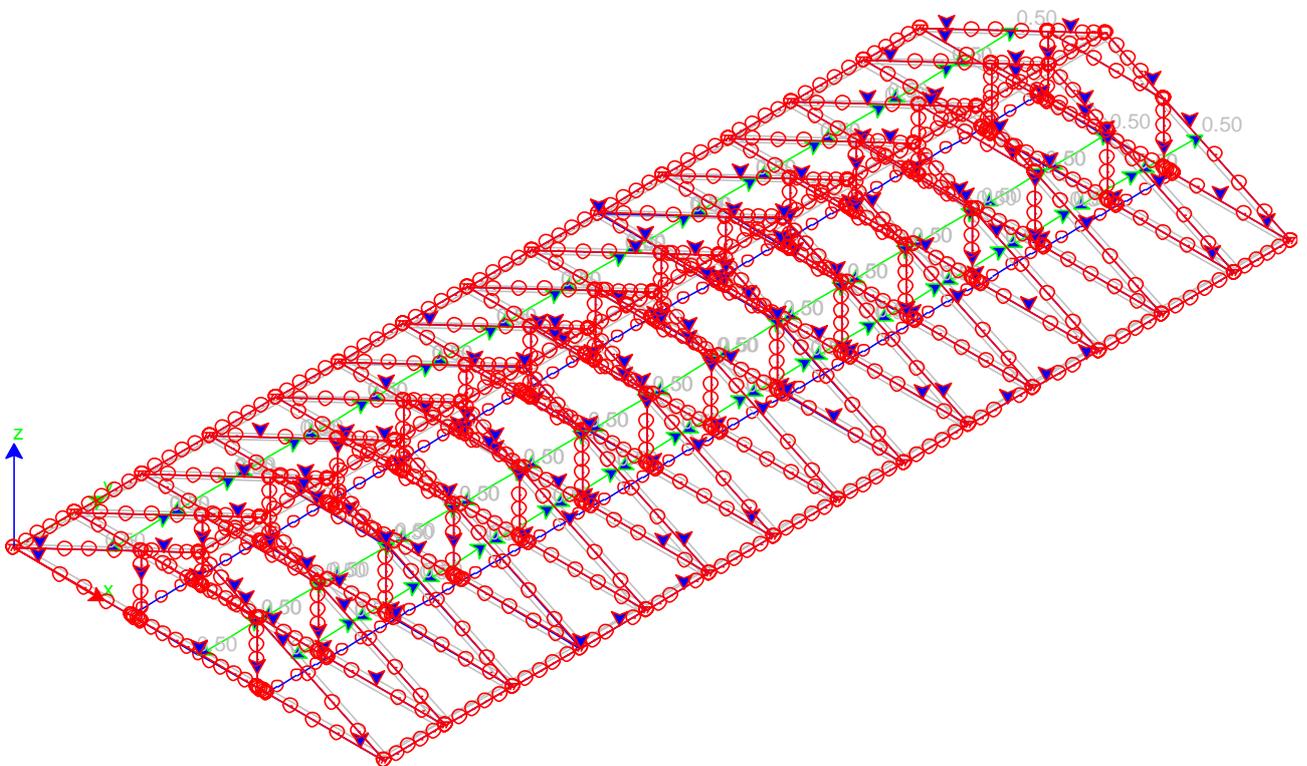
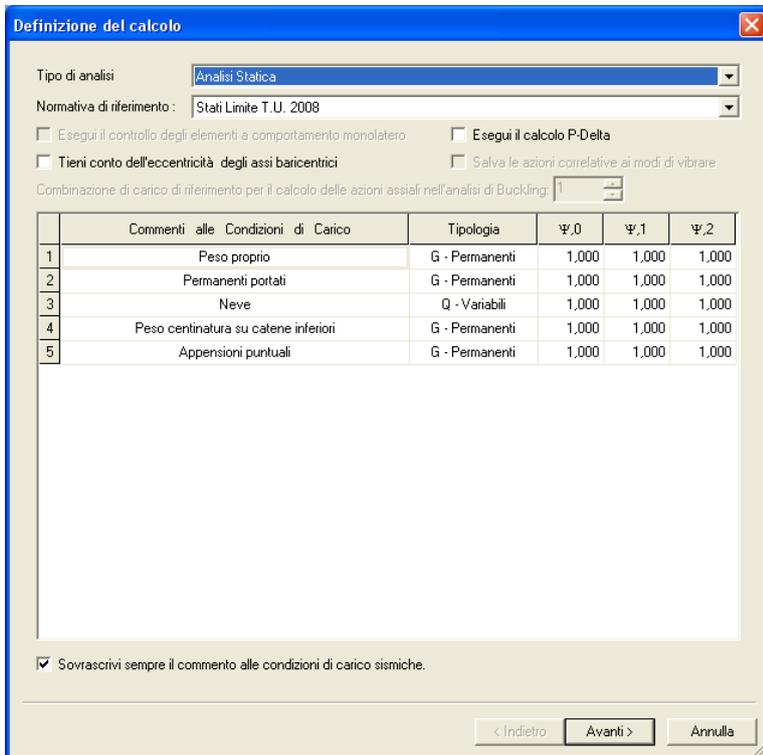
Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

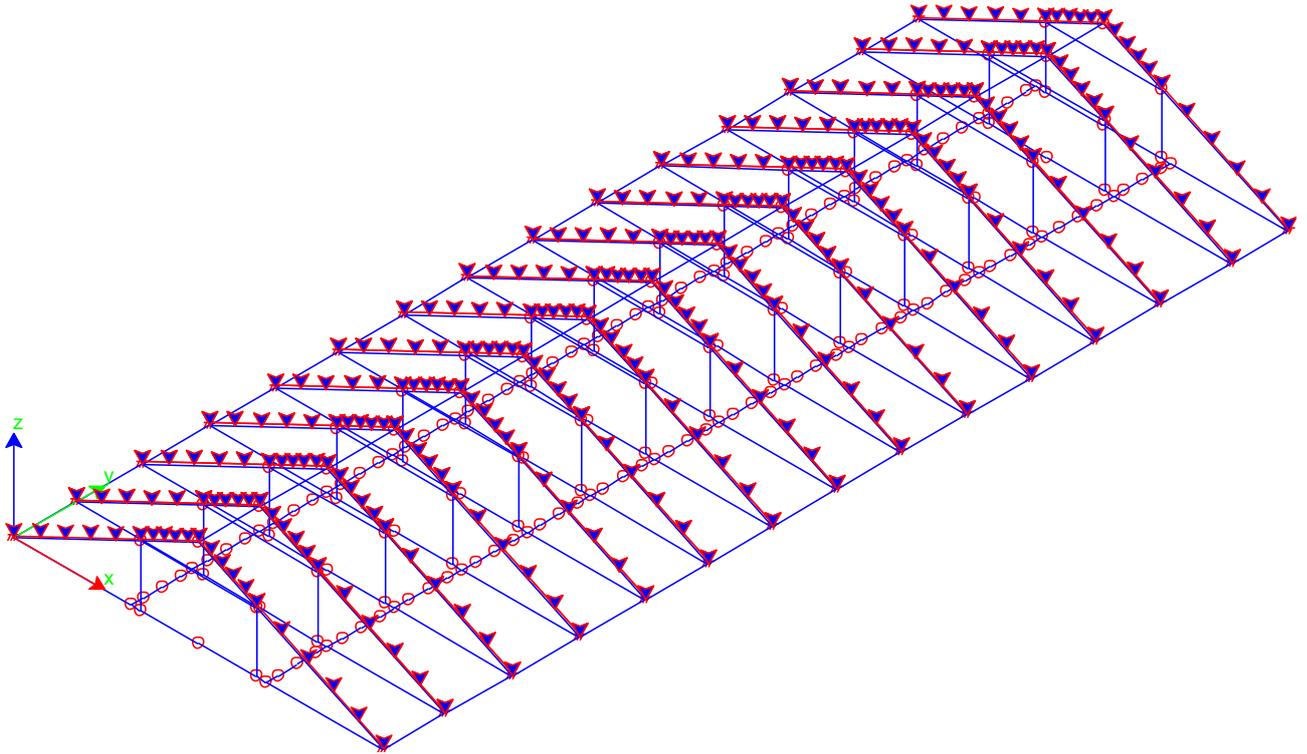
$$Q=120 \text{ DaN/m}^2$$

Si è ipotizzato di assegnare un carico di apprensione, schematizzato assegnato con due modalità distinte: la prima assegnando i carichi di apprensione come carichi uniformemente distribuiti sulle catene lignee della capriata e la seconda assegnandoli come carichi puntuali, previsti nel progetto (n. 3 appensioni per ogni tubolare tra due capriate consecutive).

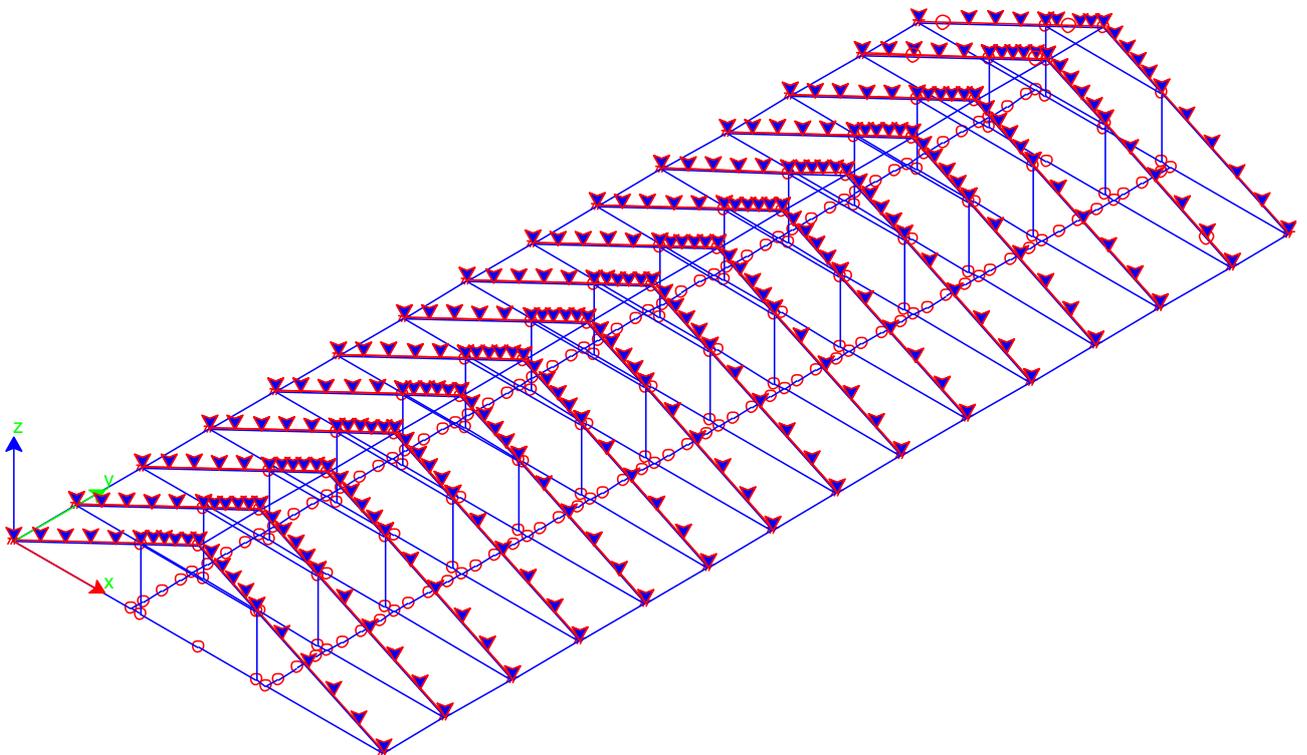
Sono state prese in considerazione le seguenti tre condizioni di carico:



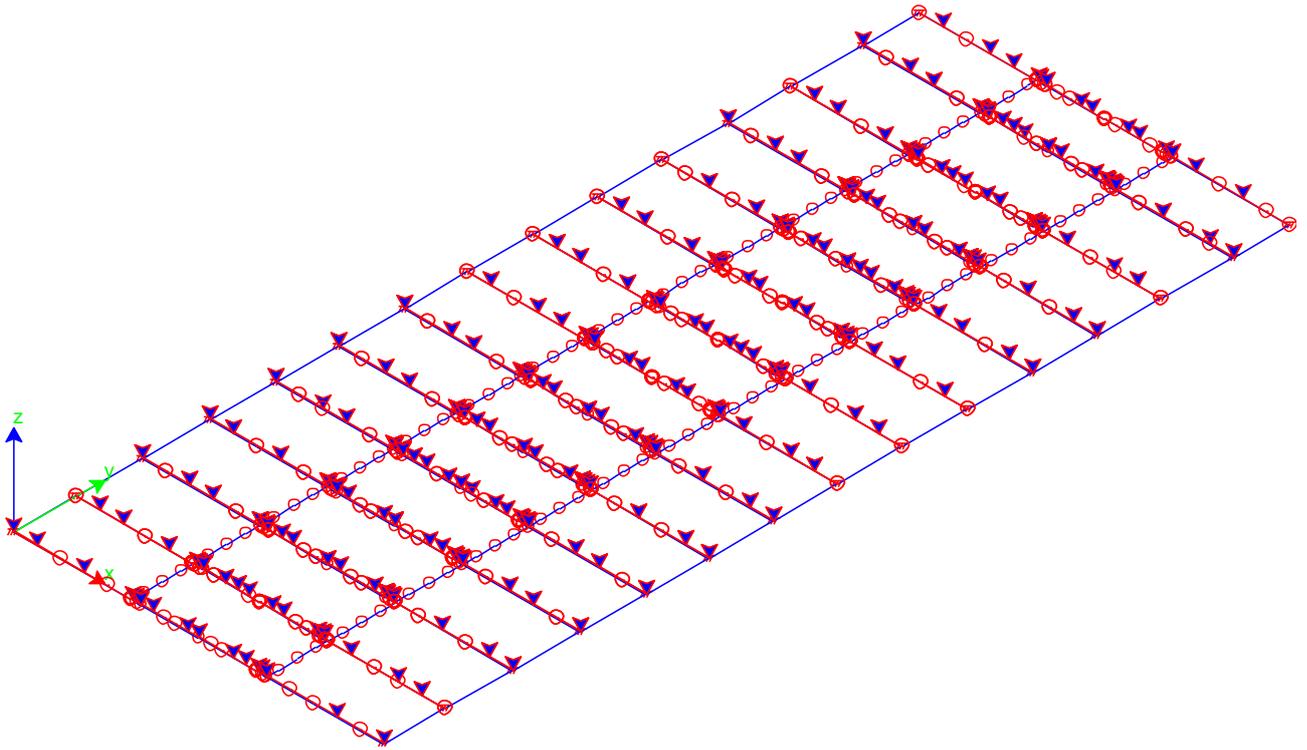
**Condizione di carico 1: peso proprio**



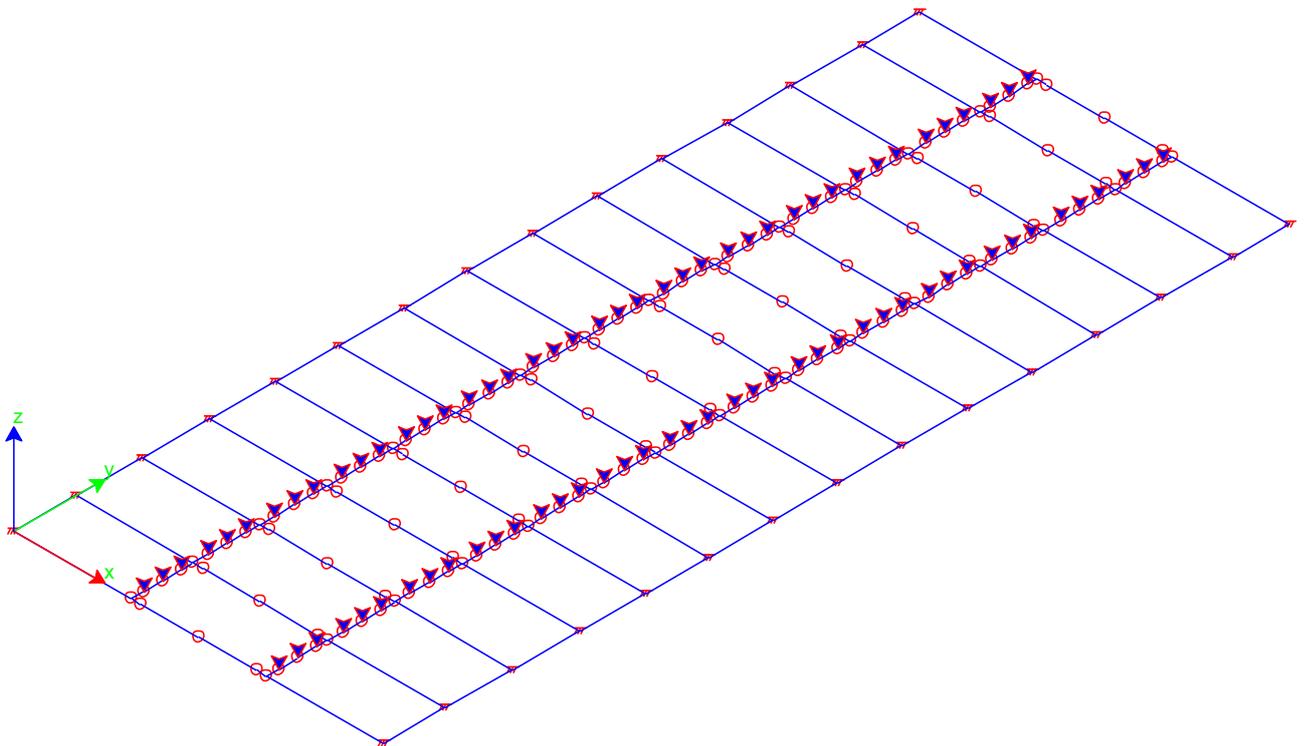
**Condizione di carico 2: permanenti portati**



**Condizione di carico 3: carico neve**



**Condizione di carico 4: carico di apprensione diffuso**



**Condizione di carico 5: carico di apprensione diffuso**

Le precedenti condizioni di carico sono state combinate allo SLU nel modo seguente.

Combinazioni SLU

*Combinazioni Stati Limite Ultimo*

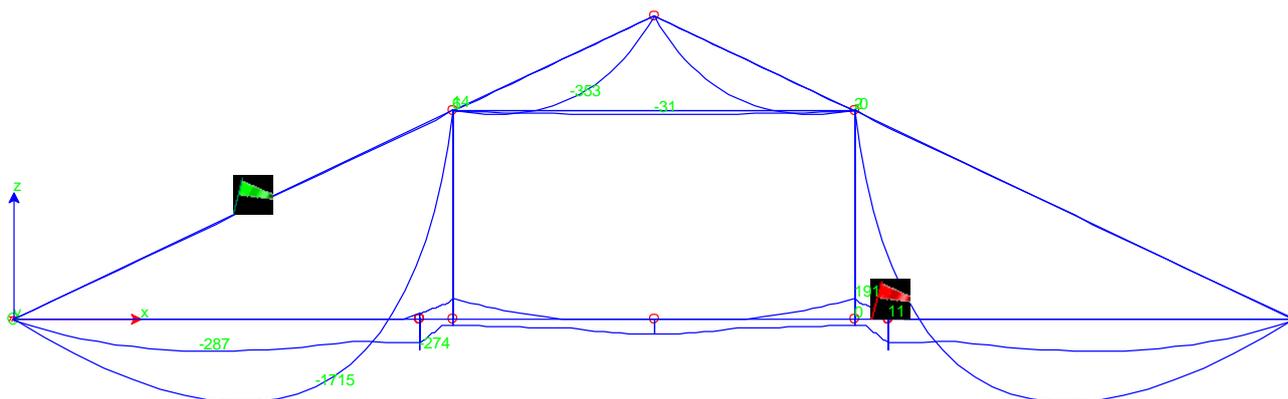
Numero di Combinazioni di carico: 3

	Commento	Peso proprio	Permanenti portati	Neve	Peso centinatura su catene inferiori	Appensioni puntuali
1	1	1,3	1,3	1,5	0,	0,
2	2	1,3	1,3	1,5	1,3	0,
3	3	1,3	1,3	1,5	0,	1,3

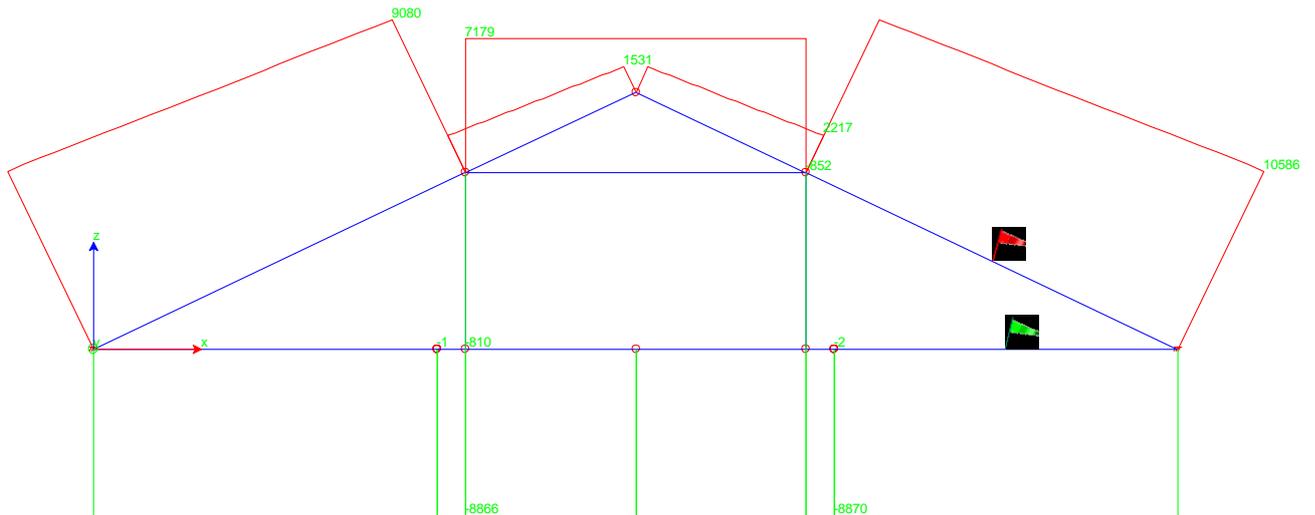
< Indietro   Avanti >   Annulla

Si riporta di seguito la rappresentazione delle caratteristiche di sollecitazione nella combinazione allo SLU sulle membrature della capriata più sollecitata..

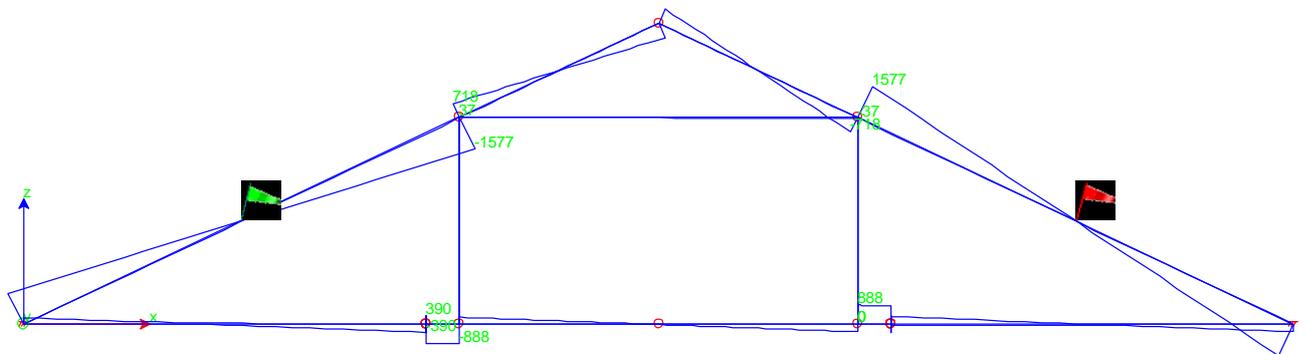
Si riporta di seguito la rappresentazione delle caratteristiche di sollecitazione allo SLU della capriata centrale, da considerarsi rappresentativa per la capriata n. 2 e n. 4:



Capriata centrale: grafico del momento My



Capriata centrale: grafico dello sforzo normale



Capriata centrale: grafico del taglio

Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime sulle singole membrature:

CAPRIATA

Puntoni inferiori

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
105,86	15,77	17,14

Puntoni superiori

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
22,17	7,18	3,53

Catena inferiore

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
	88,7	7,71
		2,87

Controcattena

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

Sollecitazioni SLU

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
71,79	0	0

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza allo SLU delle membrature della capriata n. 2, assumendo per il legno i valori resistenti suggeriti dalla norma EN 338 per la categoria di legno massiccio C24.

		ABETE NORD S2	
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>			
Flessione	$f_{m,k}$		23
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$		14
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$		0,4
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$		20
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$		2,9
Taglio	$f_{v,k}$		2,5
<b>Proprietà di rigidezza in KN/mm<sup>2</sup></b>			
Modulo di elasticità medio p	$E_{0,mean}$		10,5
Modulo di elasticità parallelo	$E_k$		7
Modulo di elasticità medio p	$E_{90,mean}$		0,35
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$		0,66
<b>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></b>			
Massa volumica	$\rho_k$		380
Massa volumica media	$\rho_{mean}$		415

Dati comuni di calcolo:

Dati di calcolo

Categoria legno	C24
Classe di servizio	1
$\gamma_m$	1,5
Tipo di comb. dominante	media durata
$K_{mod}$	0,8

Parametri di calcolo

$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_{0,1}$	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,1}$	$k_{def}$
1,3	1,5	0,5	0,2	0	0,6

**STATO DI PROGETTO - PUNTONE INFERIORE**

**Dati geometrici**

b	16	cm	larghezza travetto
h	24	cm	altezza travetto
L	440	cm	luce travetto
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	384	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	18432	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	8192	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1536	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1024	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
105,86	15,77	17,14

**Reazione vincolare**

R
[kN]
18,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
15,77	0,00	17,14	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
11,16	12,27

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
11,16	12,27

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{c,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2,76	11,16	0,7	10,67	12,27

parametro di verifica
0,98

<

1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,62

<

$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**STATO DI PROGETTO - PUNTONE SUPERIORE**

**Dati geometrici**

b	14	cm	larghezza travetto
h	17	cm	altezza travetto
L	200	cm	luce travetto
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	238	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	5732	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	3887	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	674	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	555	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{TAGLIO}$	200	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$A_{CONT}$	200	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
22,17	7,18	3,53

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
5,23	12,27

$\sigma_{m,y,d}$		$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
5,23	<	12,27

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{c,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,93	5,23	0,7	10,67	12,27

parametro di verifica		1
0,43	<	1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$	$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,45	1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CONTROCATENA**

**Dati geometrici (valori medi)**

b	15	cm	larghezza puntone
h	21	cm	altezza puntone
L	361	cm	luce massima puntone
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

A	315	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	11576	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	5906	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	1103	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	788	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$i_y$	6,07	cm	raggio di inerzia attorno ad asse y
$i_z$	4,34	cm	raggio di inerzia attorno ad asse z
$\lambda_y$	59		snellezza nel piano di flessione attorno ad asse y
$\lambda_z$	83		snellezza nel piano di flessione attorno ad asse z

**SLU**

Sollecitazioni SLU

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
71,79	0	0

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Compressione parallela a fibratura**

$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{c,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2,28	0,00	0,7	10,67	12,27

$\sigma_{c,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
2,28

<

$f_{c,0,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
10,67

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,00

<

$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
2,08

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Stabilità per elementi compressi**

$\sigma_{c,d}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\lambda_{rel,y}$	$\lambda_{rel,z}$	$\beta_c$	$k_m$
[N/mm <sup>2</sup> ]	-	-	[ - ]	[ - ]	[ - ]	[ - ]
2,28	59	83	1,01	1,42	0,20	0,70

$k_y$	$k_{c,y}$	$k_z$	$k_{c,z}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$
[ - ]	[ - ]	[ - ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,08	0,68	1,62	0,42	10,67	0,00	19,17

parametro di verifica attorno a y
0,31

<

1,00

**VERIFICA SODDISFATTA**

parametro di verifica attorno a z
0,51

<

1,00

**VERIFICA SODDISFATTA**

**STATO DI PROGETTO - CATENA INFERIORE**

**Dati geometrici**

b	15	cm	larghezza catena
h	24	cm	altezza catena
L	1150	cm	luce catena
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	360	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	17280	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	6750	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1440	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	900	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
88,7	7,71	2,87

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Tensoflessione**

$\sigma_{t,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{t,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
2,46	3,19	0,7	7,47	12,27

parametro di verifica			
0,37	<	1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**Taglio**

$\tau_d$		$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
0,32	<	2,08
		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**6.4. ANALISI SISMICA GLOBALE**

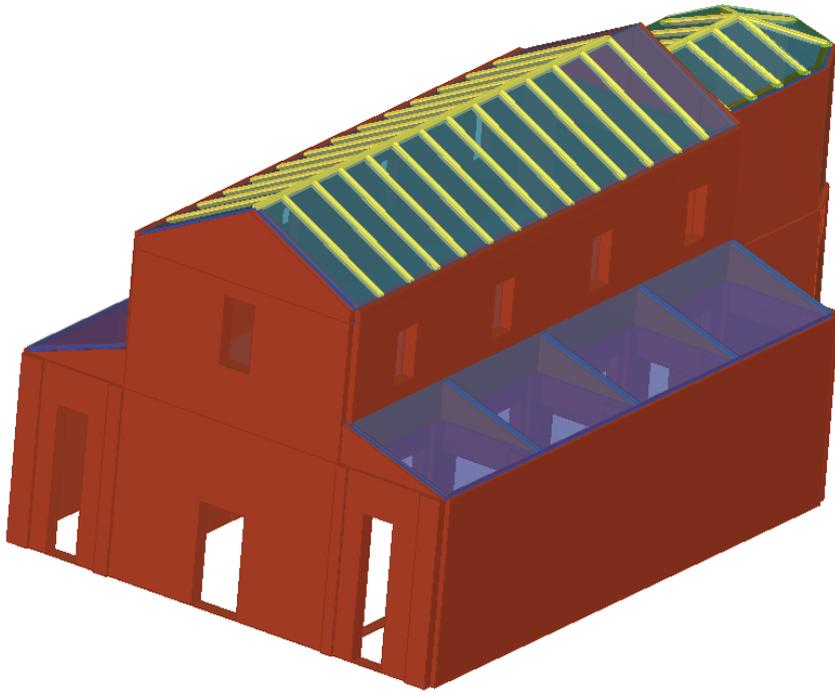
Si osserva che la modellazione di un edificio articolato e stratificato nel tempo come il Duomo di Finale Emilia è sempre complessa ed non ci si può attendere dal risultato una precisione paragonabile a quella che si ottiene nella modellazione strutturale di strutture nuove, realizzate con tecnologie moderne. Tuttavia si è cercato di valutare in modo quantitativo il comportamento

globale dell'edificio: si è scelto di operare la modellazione della chiesa vera e propria, non modellando direttamente i corpi più bassi addossati nella zona dell'abside in quanto realizzati successivamente e probabilmente poco ammortati alla chiesa. Mediante il software Tremuri di STADATA è stato pertanto sviluppato un modello tridimensionale dell'ex-chiesa (navata principale, due navate laterali e abside) allo stato di progetto, a seguito degli interventi previsti, con la finalità di coglierne il comportamento globale nei confronti del sisma. Qualitativamente si può dire che, mentre allo stato di fatto l'edificio non è in grado di esplicitare un comportamento sismico globale e conseguentemente non ha senso sviluppare un modello globale dello stesso, allo stato di progetto assume un significato realizzare un modello per la valutazione del comportamento sismico globale, in quanto gli interventi di consolidamento consentono di inibire l'insorgere di crisi locali prima che l'edificio abbia attinto alle sue risorse sismiche generali per comportamento scatolare: le pareti non sono più sollecitate principalmente ortogonalmente al proprio piano, ma il diaframma a livello di copertura, per mezzo della loro rigidità, riportano le forze di inerzia alle pareti parallele alla direzione del sisma. La struttura di copertura e il livello sottotetto sono state modellate fedelmente dal punto di vista geometrico, come si evince dalle immagini del modello 3D: il modello matematico dell'edificio con discretizzazione in macroelementi tiene conto delle pareti del sottotetto e delle strutture di copertura solo come carichi e non come elementi resistenti e non procede alla loro discretizzazione in macroelementi. La copertura è pertanto considerata come non strutturale nella modellazione. Sono state modellate le pareti con i loro spessori effettivi, le volte con i loro carichi e le loro caratteristiche di rigidità nel piano, assunte in automatico dal programma sulla base della definizione delle caratteristiche geometriche e costruttive delle volte, così come immesse nel programma. Nel modello sono stati modellati direttamente gli elementi metallici di cordolo e di rinforzo delle reticolari di irrigidimento in corrispondenza delle pareti in copertura, modellando i pannelli murari come pannelli con travi o catene metalliche in sommità: questo ha consentito di incrementare sia la resistenza che la duttilità delle singole pareti, producendo un generale miglioramento del comportamento sismico e quindi dei risultati delle verifiche

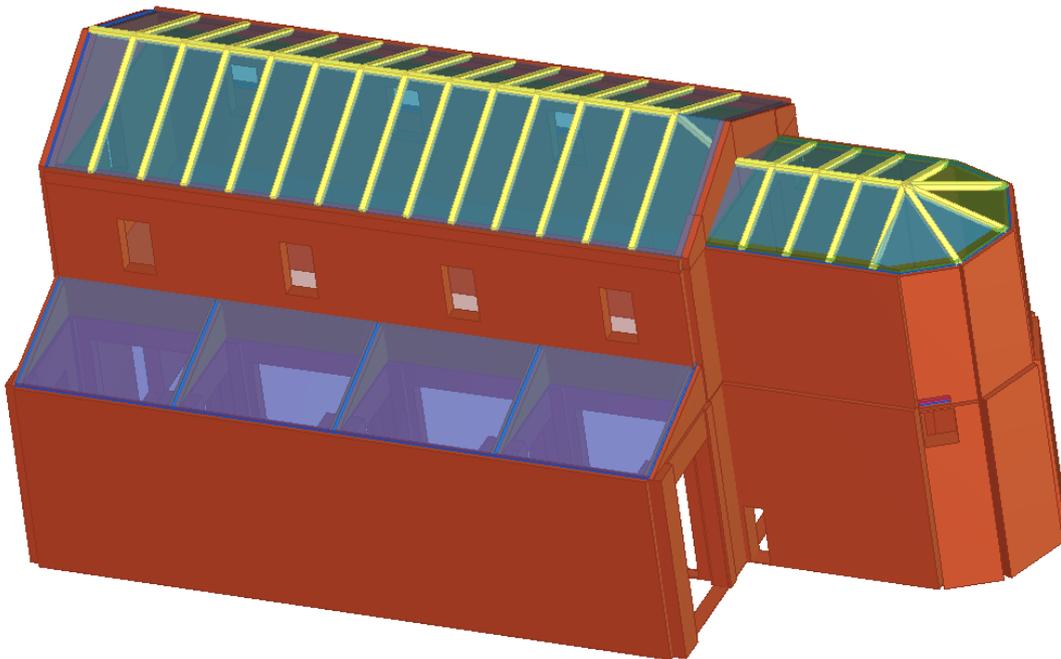
Sul modello sono state condotte 24 analisi pushover, in conformità a quanto riportato in normativa D.M. 14.01.2008. Si riportano di seguito i principali risultati.

#### **6.4.1. Modello**

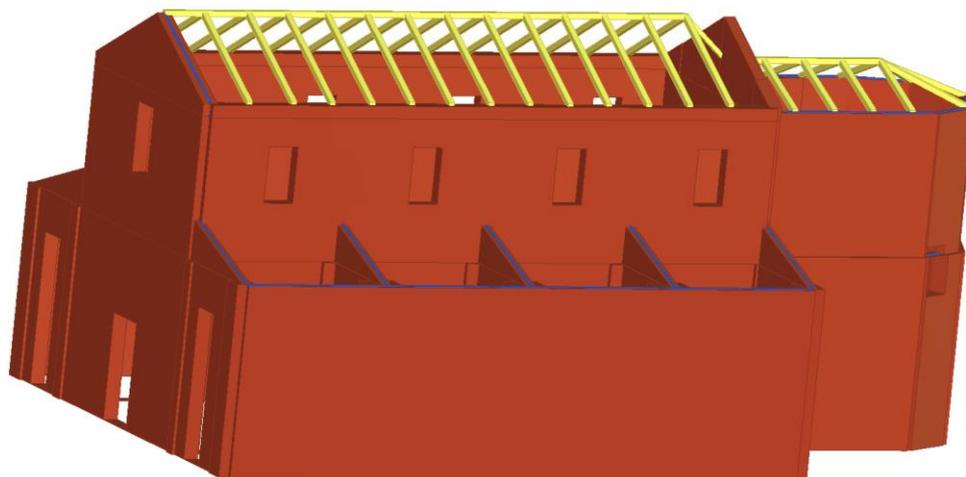
Si riportano di seguito le immagini più significative del modello realizzato.



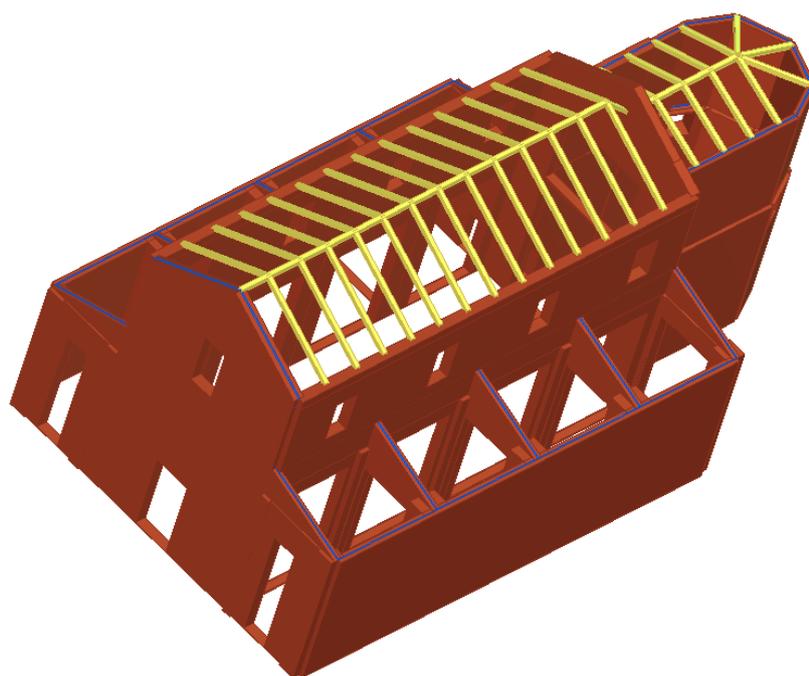
Vista 3D del modello



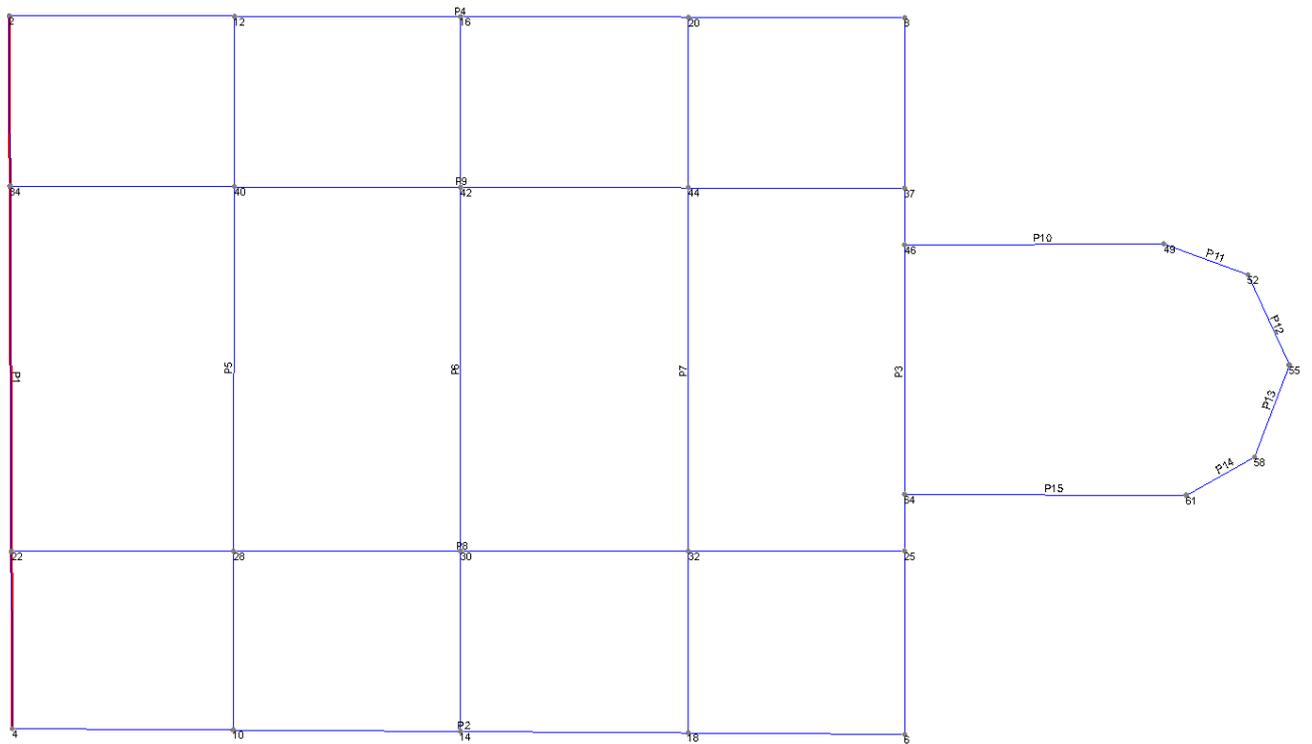
Vista 3D del modello



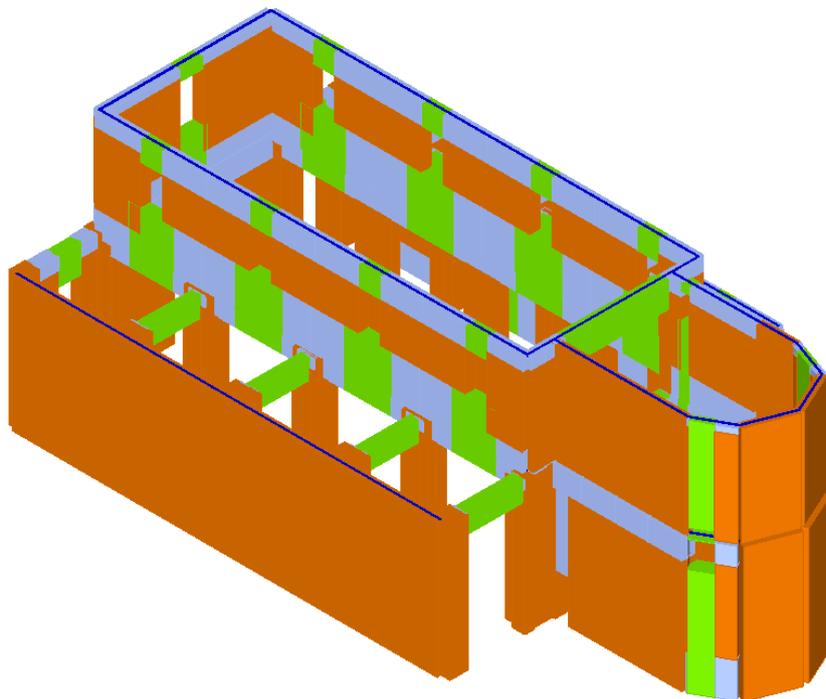
Vista 3D del modello



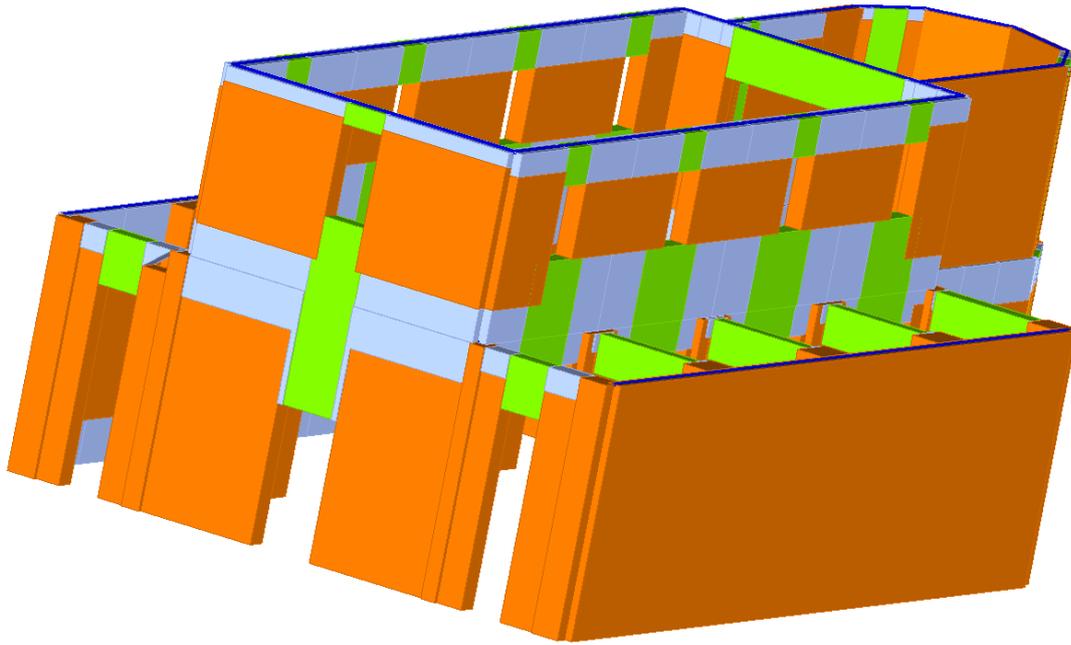
Vista 3D del modello



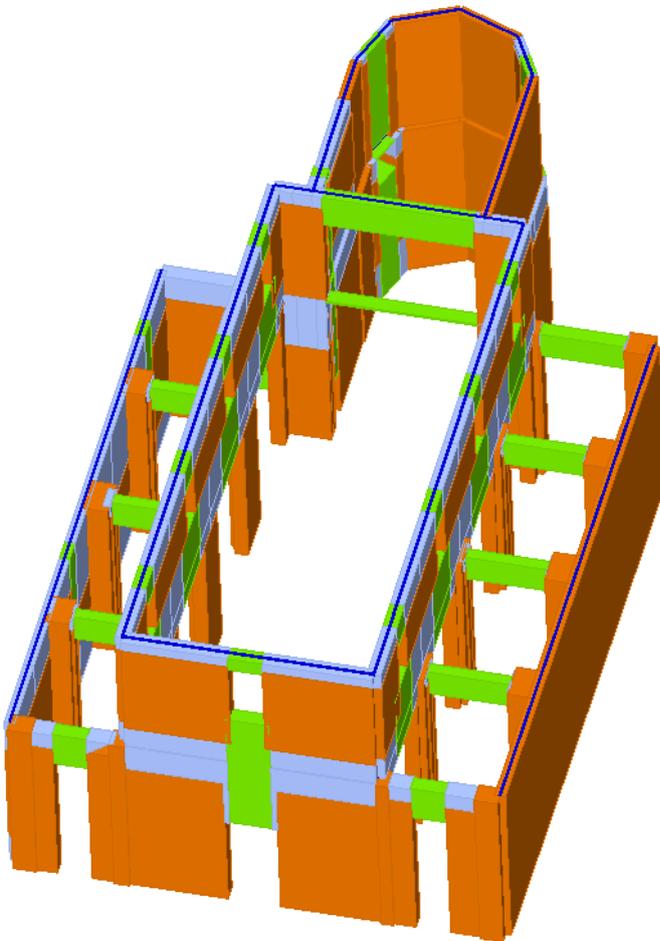
Pianta individuazione pareti



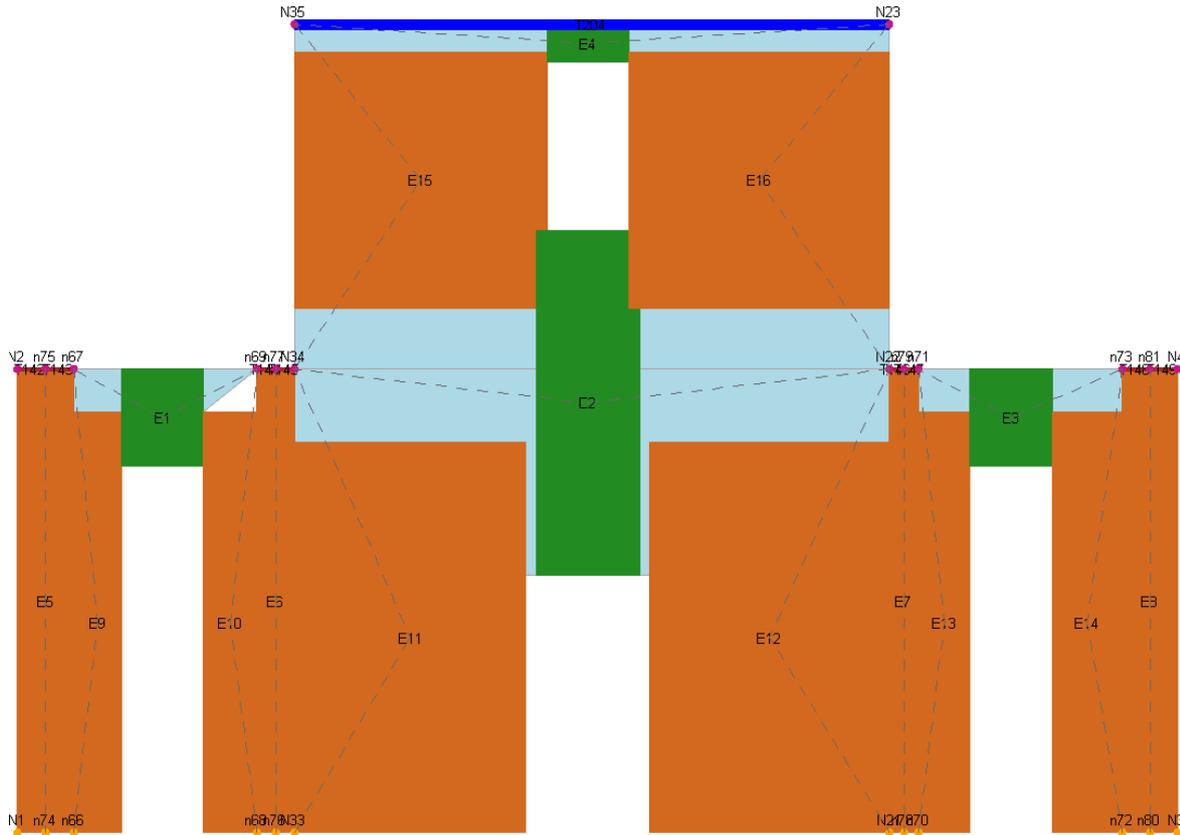
Discretizzazione in macroelementi: vista 3D



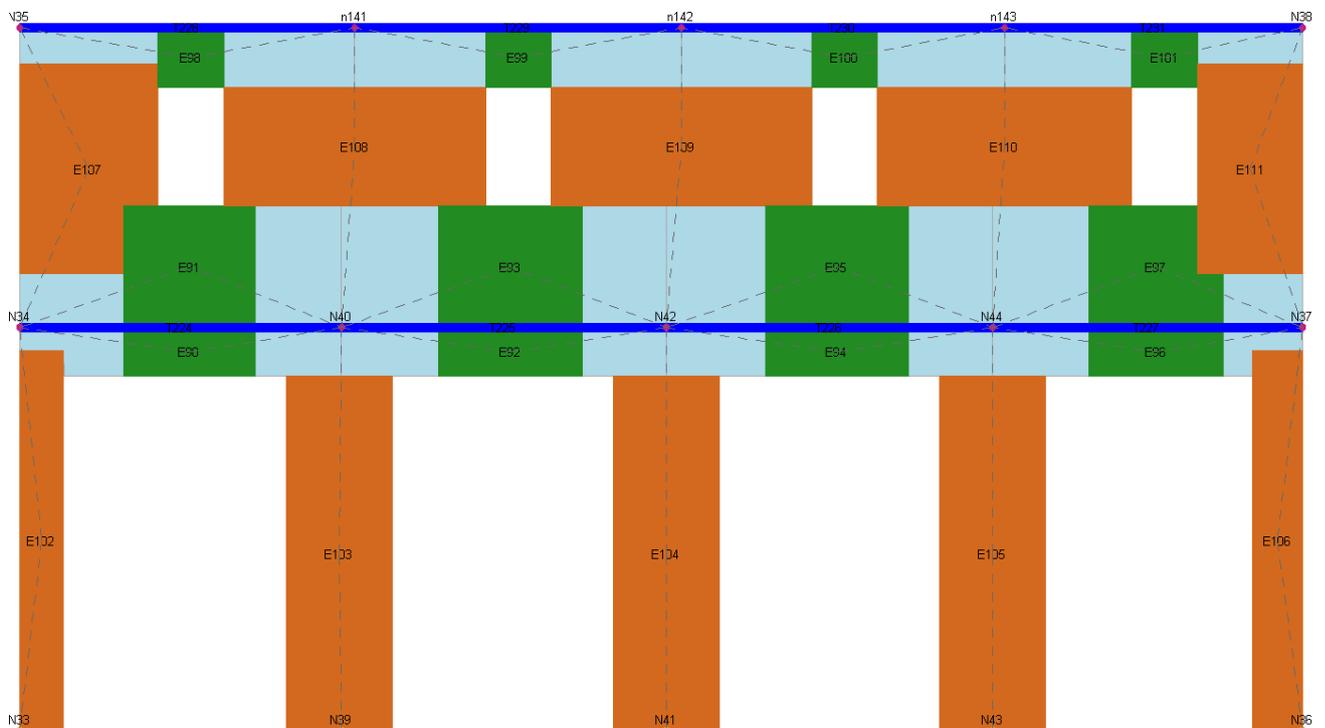
Discretizzazione in macroelementi: vista 3D



Discretizzazione in macroelementi: vista 3D



**Discretizzazione in macroelementi: facciata**



**Discretizzazione in macroelementi: parete longitudinale tra navata centrale e laterale**

## Norme di riferimento

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3362

## Descrizione del modello

### Materiali

#### Muratura

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	T/f <sub>m0</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]
Muratura	1.500,00	500,00	18	371,43	8,82

#### Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>ym</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
S 275	210.000,00	80.769,00	79	274,00	255,00

#### Legno

Nome	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	f <sub>wm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>wk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
ACSS2Conifere. pioppo (Abete centro sud 2 )	10.000,00	630,00	3	40,00	28,00

### Elementi di struttura

#### Livello 1

#### Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
265	1	Muratura	-	910	910	95,0
267	1	Muratura	-	910	910	70,0
269	1	Muratura	-	910	910	95,0
273	1	Muratura	-	910	910	70,0
274	1	Muratura	-	910	910	95,0
275	1	Muratura	-	910	910	70,0
276	1	Muratura	-	910	910	95,0
146	3	Muratura	-	910	910	69,0
261	3	Muratura	-	910	910	120,0
263	3	Muratura	-	910	910	69,0
277	3	Muratura	-	910	910	90,0
278	3	Muratura	-	910	910	69,0

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

250	5	Muratura	-	910	910	170,0
251	5	Muratura	-	910	910	170,0
252	5	Muratura	-	910	910	54,0
284	5	Muratura	-	910	910	150,0
286	5	Muratura	-	910	910	54,0
287	5	Muratura	-	910	910	150,0
241	6	Muratura	-	910	910	170,0
243	6	Muratura	-	910	910	54,0
244	6	Muratura	-	910	910	170,0
253	6	Muratura	-	910	910	170,0
255	6	Muratura	-	910	910	54,0
256	6	Muratura	-	910	910	170,0
258	7	Muratura	-	910	910	170,0
259	7	Muratura	-	910	910	170,0
260	7	Muratura	-	910	910	54,0
289	7	Muratura	-	910	910	150,0
290	7	Muratura	-	910	910	150,0
291	7	Muratura	-	910	910	54,0
199	8	Muratura	-	910	910	60,0
205	8	Muratura	-	910	910	60,0
209	8	Muratura	-	910	910	60,0
210	8	Muratura	-	910	910	60,0
187	9	Muratura	-	910	910	60,0
189	9	Muratura	-	910	910	60,0
194	9	Muratura	-	910	910	60,0
234	9	Muratura	-	910	910	60,0

**Pannello + Trave Acciaio / Legno (1)**

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale trave	Quota I [cm]	Quota J [cm]
183	1	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
198	1	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
5	2	Muratura	-	910	910,0	48,0	S 275	910	910
196	3	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
211	3	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
13	4	Muratura	-	910	910,0	48,0	S 275	910	910
186	5	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
201	5	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
203	6	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
236	6	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
192	7	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
207	7	Muratura	-	910	910,0	46,0	S 275	910	910
151	8	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
159	8	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
165	8	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
166	8	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
149	9	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
157	9	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
167	9	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

168	9	Muratura	-	910	910,0	60,0	S 275	910	910
171	11	Muratura	-	910	910,0	84,0	S 275	910	910
172	11	Muratura	-	910	910,0	98,0	S 275	910	910
45	12	Muratura	-	910	910,0	98,0	S 275	910	910
49	13	Muratura	-	910	910,0	98,0	S 275	910	910
53	14	Muratura	-	910	910,0	98,0	S 275	910	910
57	15	Muratura	-	910	910,0	88,0	S 275	910	910
61	16	Muratura	-	910	910,0	88,0	S 275	910	910

**Pannello + Trave Acciaio / Legno (2)**

N.	Parete	Area [cm <sup>2</sup> ]	J [cm <sup>4</sup> ]	W plastico [cm <sup>3</sup> ]
183	1	19,20	176,70	24,62
198	1	19,20	176,70	24,62
5	2	19,20	176,70	24,62
196	3	19,20	176,70	24,62
211	3	19,20	176,70	24,62
13	4	19,20	176,70	24,62
186	5	38,40	353,40	49,24
201	5	38,40	353,40	49,24
203	6	38,40	353,40	49,24
236	6	38,40	353,40	49,24
192	7	38,40	353,40	49,24
207	7	38,40	353,40	49,24
151	8	19,20	176,70	24,62
159	8	19,20	176,70	24,62
165	8	19,20	176,70	24,62
166	8	19,20	176,70	24,62
149	9	19,20	176,70	24,62
157	9	19,20	176,70	24,62
167	9	19,20	176,70	24,62
168	9	19,20	176,70	24,62
171	11	29,20	210,30	26,33
172	11	29,20	210,30	26,33
45	12	29,20	210,30	26,33
49	13	29,20	210,30	26,33
53	14	29,20	210,30	26,33
57	15	29,20	210,30	26,33
61	16	29,20	210,30	26,33

**Solaio**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
1	910	6,0	690,00	10.500,00	5.000,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato doppio

**Volta (1)**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]
1	910	6,0	88,73	266,20	266,20
2	910	6,0	88,73	266,20	266,20

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

3	910	6,0	88,73	266,20	266,20
4	910	6,0	88,73	266,20	266,20
5	910	6,0	88,73	266,20	266,20
6	910	6,0	88,73	266,20	266,20
7	910	6,0	88,73	266,20	266,20
8	910	6,0	88,73	266,20	266,20
9	910	15,0	81,59	244,77	244,77

**Volta (2)**

N.	Tipologia	Spessore totale chiave [cm]	Freccia [cm]	Densità riempimento [kN/m3]	Materiale
1	Volta a vela	6	238	4	Muratura
2	Volta a vela	6	238	4	Muratura
3	Volta a vela	6	238	4	Muratura
4	Volta a vela	6	238	4	Muratura
5	Volta a vela	6	238	4	Muratura
6	Volta a vela	6	238	4	Muratura
7	Volta a vela	6	238	4	Muratura
8	Volta a vela	6	238	4	Muratura
9	Volta a botte	15	340	4	Muratura

**Livello 2**

**Pannello + Trave Acciaio / Legno (1)**

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale trave	Quota I [cm]	Quota J [cm]
181	1	Muratura	-	1.587	677,0	70,0	S 275	1.587	1.587
215	1	Muratura	-	1.587	677,0	70,0	S 275	1.587	1.587
178	3	Muratura	-	1.587	677,0	60,0	S 275	1.587	1.587
31	8	Muratura	-	1.587	677,0	64,0	S 275	1.587	1.587
35	9	Muratura	-	1.587	677,0	64,0	S 275	1.587	1.587
173	11	Muratura	-	1.587	677,0	70,0	S 275	1.587	1.587
174	11	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587
47	12	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587
51	13	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587
55	14	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587
59	15	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587
63	16	Muratura	-	1.587	677,0	45,0	S 275	1.587	1.587

**Pannello + Trave Acciaio / Legno (2)**

N.	Parete	Area [cm2]	J [cm4]	W plastico [cm3]
181	1	51,12	2.101,00	295,00
215	1	51,12	2.101,00	295,00
178	3	19,20	176,70	24,62
31	8	30,00	1,00	0,50
35	9	30,00	1,00	0,50
173	11	29,20	210,30	26,33
174	11	29,20	210,30	26,33
47	12	29,20	210,30	26,33

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

51	13	29,20	210,30	26,33
55	14	29,20	210,30	26,33
59	15	29,20	210,30	26,33
63	16	29,20	210,30	26,33

**Solaio**

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
2	1.587	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
3	1.587	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido

## Elementi di copertura

## Livello 1

**Falda**

N.	Quota min [cm]	Quota max [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
1	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
2	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
3	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
4	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
5	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
6	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
7	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido
8	910	1.097	-	-	-	-	Bidirezionale	Impalcato rigido

## Livello 2

**Falda**

N.	Quota min [cm]	Quota max [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Ex [N/mm <sup>2</sup> ]	Ey [N/mm <sup>2</sup> ]	Scarico masse	Tipo
9	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
14	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
15	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
16	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
17	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
18	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
19	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
20	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
22	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e

## RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

								tavolato semplice
23	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
26	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
27	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
29	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
30	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
31	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
33	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
34	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
35	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
36	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
37	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
38	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
40	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
41	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
42	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
43	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
44	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
45	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
46	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
47	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
48	1.646	1.952	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
49	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
50	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
51	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
52	1.587	1.747	4,0	10,00	6.187,50	0,00	Bidirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato semplice

## Geometria del modello

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi,

rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono 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 che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire 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 a 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 caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

## Telaio equivalente

**Parete : 1**

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	-1.523	2.309	0	0
33	-1.520	1.769	0	0
21	-1.515	609	0	0
3	-1.513	48	0	0
2	-1.523	2.309	910	1
34	-1.520	1.769	910	1
22	-1.515	609	910	1
4	-1.513	48	910	1
35	-1.520	1.769	1.587	2
23	-1.515	609	1.587	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
74	55	0	0
66	110	0	0
68	468	0	0
76	504	0	0
78	1.728	0	0
70	1.757	0	0
72	2.154	0	0
80	2.208	0	0

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

75	55	910	1
67	110	910	1
69	468	910	1
77	504	910	1
79	1.728	910	1
71	1.757	910	1
73	2.154	910	1
81	2.208	910	1

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
11	Muratura	-	70,0	451,0	765,6	766	383	33	34
12	Muratura	-	70,0	466,6	765,6	1.466	383	21	22
9	Muratura	-	70,0	93,3	826,1	157	413	66	67
10	Muratura	-	70,0	104,2	826,1	415	413	68	69
13	Muratura	-	70,0	100,6	826,1	1.807	413	70	71
14	Muratura	-	70,0	136,6	826,1	2.086	413	72	73
5	Muratura	-	95,0	109,9	910,0	55	455	74	75
6	Muratura	-	95,0	72,6	910,0	504	455	76	77
7	Muratura	-	95,0	57,1	910,0	1.728	455	78	79
8	Muratura	-	95,0	107,3	910,0	2.208	455	80	81
15	Muratura	-	70,0	492,1	504,5	786	1.281	34	35
16	Muratura	-	70,0	507,5	504,5	1.446	1.281	22	23

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
1	Muratura	-	70,0	160,0	190,0	283	815	67	69
3	Muratura	-	70,0	160,0	190,0	1.937	815	71	73
2	Muratura	-	70,0	201,0	676,0	1.112	844	34	22
4	Muratura	-	70,0	160,0	73,0	1.112	1.551	35	23

Parete : 2

**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
3	-1.513	48	0	0
9	-801	43	0	0
13	-69	39	0	0
17	664	34	0	0
5	1.360	29	0	0
4	-1.513	48	910	1
10	-801	43	910	1
14	-69	39	910	1
18	664	34	910	1
6	1.360	29	910	1

## Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
17	Muratura	-	48,0	2.872,9	910,0	1.436	455	13	14

Parete : 3

## Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
5	1.360	29	0	0
24	1.360	611	0	0
63	1.360	791	0	0
45	1.360	1.582	0	0
36	1.360	1.762	0	0
7	1.360	2.303	0	0
6	1.360	29	910	1
25	1.360	611	910	1
64	1.360	791	910	1
46	1.360	1.582	910	1
37	1.360	1.762	910	1
8	1.360	2.303	910	1
26	1.360	611	1.587	2
65	1.360	791	1.587	2
47	1.360	1.582	1.587	2
38	1.360	1.762	1.587	2

## Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
86	62	0	0
82	124	0	0
84	524	0	0
88	553	0	0
87	62	910	1
83	124	910	1
85	524	910	1
89	553	910	1

## Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
27	Muratura	-	69,0	281,8	583,0	1.648	292	36	37
28	Muratura	-	69,0	383,8	764,3	2.082	382	7	8
24	Muratura	-	69,0	4,4	845,8	126	423	82	83
25	Muratura	-	69,0	4,7	845,8	522	423	84	85
26	Muratura	-	69,0	223,7	905,0	694	453	63	64
22	Muratura	-	120,0	124,0	910,0	62	455	86	87
23	Muratura	-	90,0	58,1	910,0	553	455	88	89
29	Muratura	-	60,0	223,7	601,8	694	1.211	64	65
30	Muratura	-	60,0	225,8	601,8	1.620	1.211	46	47

## Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
20	Muratura	-	69,0	101,0	644,0	1.839	588	37	8
18	Muratura	-	69,0	391,0	140,0	324	840	83	85
19	Muratura	-	69,0	701,0	10,0	1.156	905	64	46
21	Muratura	-	60,0	701,0	177,0	1.156	1.499	65	47

Parete : 4

## Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	-1.523	2.309	0	0
11	-797	2.308	0	0
15	-69	2.306	0	0
19	664	2.304	0	0
7	1.360	2.303	0	0
2	-1.523	2.309	910	1
12	-797	2.308	910	1
16	-69	2.306	910	1
20	664	2.304	910	1
8	1.360	2.303	910	1

## Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
36	Muratura	-	48,0	1.316,4	210,0	1.806	373	15	16
35	Muratura	-	48,0	1.042,9	560,0	521	440	11	12
37	Muratura	-	48,0	313,9	560,0	2.726	440	7	8

## Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
31	Muratura	-	48,0	105,0	268,0	1.095	134	11	15
33	Muratura	-	48,0	105,0	268,0	2.517	134	19	7
32	Muratura	-	48,0	105,0	432,0	1.095	694	12	16
34	Muratura	-	48,0	105,0	432,0	2.517	694	20	8

Parete : 5

## Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
9	-801	43	0	0
27	-800	610	0	0
39	-798	1.767	0	0
11	-797	2.308	0	0
10	-801	43	910	1

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

28	-800	610	910	1
40	-798	1.767	910	1
12	-797	2.308	910	1

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
98	60	0	0
90	121	0	0
92	508	0	0
100	537	0	0
102	1.752	0	0
94	1.780	0	0
96	2.150	0	0
104	2.207	0	0
99	60	910	1
91	121	910	1
93	508	910	1
101	537	910	1
103	1.752	910	1
95	1.780	910	1
97	2.150	910	1
105	2.207	910	1

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
44	Muratura	-	54,0	4,9	845,8	123	423	90	91
45	Muratura	-	54,0	5,2	845,8	505	423	92	93
46	Muratura	-	54,0	8,9	845,8	1.784	423	94	95
47	Muratura	-	54,0	10,2	845,8	2.145	423	96	97
40	Muratura	-	170,0	120,8	910,0	60	455	98	99
41	Muratura	-	170,0	58,7	910,0	537	455	100	101
42	Muratura	-	150,0	56,0	910,0	1.752	455	102	103
43	Muratura	-	150,0	114,3	910,0	2.207	455	104	105

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
38	Muratura	-	54,0	377,0	140,0	314	840	91	93
39	Muratura	-	54,0	351,0	140,0	1.964	840	95	97

Parete : 6

**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	-69	39	0	0
29	-69	610	0	0
41	-69	1.765	0	0

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

15	-69	2.306	0	0
14	-69	39	910	1
30	-69	610	910	1
42	-69	1.765	910	1
16	-69	2.306	910	1

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
114	64	0	0
106	129	0	0
108	515	0	0
116	543	0	0
118	1.757	0	0
110	1.787	0	0
112	2.148	0	0
120	2.207	0	0
115	64	910	1
107	129	910	1
109	515	910	1
117	543	910	1
119	1.757	910	1
111	1.787	910	1
113	2.148	910	1
121	2.207	910	1

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
54	Muratura	-	54,0	4,7	845,8	131	423	106	107
55	Muratura	-	54,0	5,3	845,8	512	423	108	109
56	Muratura	-	54,0	4,8	845,8	1.789	423	110	111
57	Muratura	-	54,0	5,0	845,8	2.145	423	112	113
50	Muratura	-	170,0	128,6	910,0	64	455	114	115
51	Muratura	-	170,0	57,3	910,0	543	455	116	117
52	Muratura	-	170,0	59,8	910,0	1.757	455	118	119
53	Muratura	-	170,0	119,9	910,0	2.207	455	120	121

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
48	Muratura	-	54,0	376,0	140,0	321	840	107	109
49	Muratura	-	54,0	351,0	140,0	1.967	840	111	113

Parete : 7

**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
17	664	34	0	0

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

31	664	611	0	0
43	664	1.764	0	0
19	664	2.304	0	0
18	664	34	910	1
32	664	611	910	1
44	664	1.764	910	1
20	664	2.304	910	1

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
130	66	0	0
122	131	0	0
124	519	0	0
134	548	0	0
132	1.757	0	0
126	1.785	0	0
128	2.159	0	0
136	2.215	0	0
131	66	910	1
123	131	910	1
125	519	910	1
135	548	910	1
133	1.757	910	1
127	1.785	910	1
129	2.159	910	1
137	2.215	910	1

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
64	Muratura	-	54,0	5,5	845,8	134	423	122	123
65	Muratura	-	54,0	3,3	845,8	518	423	124	125
66	Muratura	-	54,0	11,4	845,8	1.791	423	126	127
67	Muratura	-	54,0	11,5	845,8	2.153	423	128	129
60	Muratura	-	170,0	131,4	910,0	66	455	130	131
62	Muratura	-	170,0	58,0	910,0	548	455	134	135
61	Muratura	-	150,0	55,0	910,0	1.757	455	132	133
63	Muratura	-	150,0	111,7	910,0	2.215	455	136	137

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
58	Muratura	-	54,0	379,0	140,0	326	840	123	125
59	Muratura	-	54,0	351,0	140,0	1.972	840	127	129

Parete : 8

**Nodi 3D**

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
21	-1.515	609	0	0
27	-800	610	0	0
29	-69	610	0	0
31	664	611	0	0
24	1.360	611	0	0
22	-1.515	609	910	1
28	-800	610	910	1
30	-69	610	910	1
32	664	611	910	1
25	1.360	611	910	1
23	-1.515	609	1.587	2
26	1.360	611	1.587	2

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
138	747	1.587	2
139	1.480	1.587	2
140	2.206	1.587	2

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
81	Muratura	-	60,0	237,9	800,0	715	400	27	28
82	Muratura	-	60,0	238,0	800,0	1.446	400	29	30
83	Muratura	-	60,0	238,0	800,0	2.179	400	31	32
80	Muratura	-	60,0	100,5	858,5	50	429	21	22
84	Muratura	-	60,0	113,0	858,5	2.819	429	24	25
85	Muratura	-	64,0	305,6	472,5	153	1.268	22	23
89	Muratura	-	64,0	236,7	472,5	2.757	1.268	25	26
86	Muratura	-	64,0	587,0	268,0	747	1.318	28	138
87	Muratura	-	64,0	585,1	268,0	1.480	1.318	30	139
88	Muratura	-	64,0	569,9	268,0	2.206	1.318	32	140

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
68	Muratura	-	60,0	295,9	110,0	377	855	22	28
70	Muratura	-	60,0	320,0	110,0	1.098	855	28	30
72	Muratura	-	60,0	321,5	110,0	1.830	855	30	32
74	Muratura	-	60,0	303,3	110,0	2.546	855	32	25
69	Muratura	-	64,0	295,9	274,0	377	1.047	22	28
71	Muratura	-	64,0	320,0	274,0	1.098	1.047	28	30
73	Muratura	-	64,0	321,5	274,0	1.830	1.047	30	32
75	Muratura	-	64,0	303,3	274,0	2.546	1.047	32	25
76	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	380	1.520	23	138
77	Muratura	-	64,0	147,0	135,0	1.114	1.520	138	139
78	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	1.847	1.520	139	140
79	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	2.565	1.520	140	26

Parete : 9

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
33	-1.520	1.769	0	0
39	-798	1.767	0	0
41	-69	1.765	0	0
43	664	1.764	0	0
36	1.360	1.762	0	0
34	-1.520	1.769	910	1
40	-798	1.767	910	1
42	-69	1.765	910	1
44	664	1.764	910	1
37	1.360	1.762	910	1
35	-1.520	1.769	1.587	2
38	1.360	1.762	1.587	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
141	753	1.587	2
142	1.486	1.587	2
143	2.211	1.587	2

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
103	Muratura	-	60,0	237,9	800,0	718	400	39	40
104	Muratura	-	60,0	238,0	800,0	1.452	400	41	42
105	Muratura	-	60,0	238,0	800,0	2.185	400	43	44
102	Muratura	-	60,0	98,8	858,5	49	429	33	34
106	Muratura	-	60,0	113,0	858,5	2.824	429	36	37
107	Muratura	-	64,0	311,0	472,5	155	1.268	34	35
111	Muratura	-	64,0	236,6	472,5	2.762	1.268	37	38
108	Muratura	-	64,0	587,1	268,0	753	1.318	40	141
109	Muratura	-	64,0	585,1	268,0	1.486	1.318	42	142
110	Muratura	-	64,0	570,0	268,0	2.211	1.318	44	143

### Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
90	Muratura	-	60,0	295,7	110,0	381	855	34	40
92	Muratura	-	60,0	321,5	110,0	1.102	855	40	42
94	Muratura	-	60,0	321,5	110,0	1.835	855	42	44
96	Muratura	-	60,0	303,4	110,0	2.552	855	44	37
91	Muratura	-	64,0	295,7	274,0	381	1.047	34	40
93	Muratura	-	64,0	321,5	274,0	1.102	1.047	40	42
95	Muratura	-	64,0	321,5	274,0	1.835	1.047	42	44

97	Muratura	-	64,0	303,4	274,0	2.552	1.047	44	37
98	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	385	1.520	35	141
99	Muratura	-	64,0	147,0	135,0	1.120	1.520	141	142
100	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	1.852	1.520	142	143
101	Muratura	-	64,0	148,0	135,0	2.570	1.520	143	38

Parete : 10

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
45	1.360	1.582	0	0
48	2.195	1.586	0	0
46	1.360	1.582	910	1
49	2.195	1.586	910	1
47	1.360	1.582	1.587	2
50	2.195	1.586	1.587	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
144	587	0	0
147	711	0	0
145	587	910	1
148	711	910	1
146	587	1.587	2
149	711	1.587	2

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
117	Muratura	-	84,0	66,7	763,9	33	382	45	46
118	Muratura	-	84,0	436,7	763,9	369	382	144	145
115	Muratura	-	98,0	247,5	910,0	711	455	147	148
116	Muratura	-	45,0	247,5	677,0	711	1.249	148	149
119	Muratura	-	70,0	92,4	426,0	46	1.291	46	47
120	Muratura	-	70,0	435,0	426,0	370	1.291	145	146

### Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
112	Muratura	-	84,0	72,0	642,0	116	589	46	145
113	Muratura	-	70,0	72,0	460,0	116	1.140	46	145
114	Muratura	-	70,0	60,0	42,0	122	1.566	47	146

Parete : 11

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
48	2.195	1.586	0	0

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

51	2.466	1.488	0	0
49	2.195	1.586	910	1
52	2.466	1.488	910	1
50	2.195	1.586	1.587	2
53	2.466	1.488	1.587	2

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
124	Muratura	-	98,0	55,1	543,5	28	513	48	49
125	Muratura	-	98,0	83,0	543,5	247	513	51	52
126	Muratura	-	45,0	55,2	637,6	28	1.229	49	50
127	Muratura	-	45,0	83,0	637,6	247	1.229	52	53

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
121	Muratura	-	98,0	150,0	725,0	130	363	48	51
122	Muratura	-	98,0	150,0	8,0	130	906	49	52
123	Muratura	-	45,0	150,0	632,0	130	1.271	50	53

Parete : 12

**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
51	2.466	1.488	0	0
54	2.599	1.202	0	0
52	2.466	1.488	910	1
55	2.599	1.202	910	1
53	2.466	1.488	1.587	2
56	2.599	1.202	1.587	2

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
150	158	0	0
151	158	910	1
152	158	1.587	2

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
128	Muratura	-	98,0	315,6	910,0	158	455	150	151
129	Muratura	-	45,0	315,6	677,0	158	1.249	151	152

Parete : 13

**Nodi 3D**

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
57	2.487	909	0	0
54	2.599	1.202	0	0
58	2.487	909	910	1
55	2.599	1.202	910	1
59	2.487	909	1.587	2
56	2.599	1.202	1.587	2

**Nodi 2D**

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
153	156	0	0
154	156	910	1
155	156	1.587	2

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
130	Muratura	-	98,0	312,6	910,0	156	455	153	154
131	Muratura	-	45,0	312,6	677,0	156	1.249	154	155

Parete : 14

**Nodi 3D**

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
60	2.267	788	0	0
57	2.487	909	0	0
61	2.267	788	910	1
58	2.487	909	910	1
62	2.267	788	1.587	2
59	2.487	909	1.587	2

**Macroelementi Maschi**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
135	Muratura	-	88,0	5,1	543,5	3	513	60	61
136	Muratura	-	88,0	104,3	543,5	199	513	57	58
137	Muratura	-	45,0	5,1	637,6	3	1.229	61	62
138	Muratura	-	45,0	114,3	637,6	194	1.229	58	59

**Macroelementi Fasce**

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
132	Muratura	-	88,0	142,0	725,0	76	363	60	57
133	Muratura	-	88,0	137,0	8,0	74	906	61	58
134	Muratura	-	45,0	132,0	632,0	71	1.271	62	59

Parete : 15

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
63	1.360	791	0	0
60	2.267	788	0	0
64	1.360	791	910	1
61	2.267	788	910	1
65	1.360	791	1.587	2
62	2.267	788	1.587	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
156	453	910	1
157	453	1.587	2

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
140	Muratura	-	88,0	54,4	760,5	27	380	63	64
141	Muratura	-	88,0	763,5	760,5	525	380	60	156
139	Muratura	-	45,0	906,9	677,0	453	1.249	156	157

(\*) Elementi di copertura

### Carichi

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $\Psi_{2i}$  coefficiente di combinazione;
- $Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2008 Tabella 2.5.1].

Si assume nella tabella seguente  $G_k = G_1 + G_2$

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

N. Solaio	Gk [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
1	60	0	50	0,00
2	20	10	50	0,00
3	20	10	50	0,00

N. Volta	Gk [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
1	108	138	50	0,00
2	108	138	50	0,00
3	108	138	50	0,00
4	108	138	50	0,00
5	108	138	50	0,00
6	108	138	50	0,00
7	108	138	50	0,00
8	108	138	50	0,00
9	240	130	50	0,00

N. Falda	Gk [daN/m <sup>2</sup> ]	Gk agg. [daN/m <sup>2</sup> ]	Qk [daN/m <sup>2</sup> ]	Ψ <sub>2</sub>
33	25	145	120	0,00
34	25	145	120	0,00
35	25	145	120	0,00
36	25	145	120	0,00
37	25	145	120	0,00
38	25	145	120	0,00
40	25	145	120	0,00
41	25	145	120	0,00
42	25	145	120	0,00
43	25	145	120	0,00
44	25	145	120	0,00
45	25	145	120	0,00
46	25	145	120	0,00
47	25	145	120	0,00
48	25	145	120	0,00
49	25	145	120	0,00
50	25	145	120	0,00
51	25	145	120	0,00
52	25	145	120	0,00
1	25	145	120	0,00
2	25	145	120	0,00
3	25	145	120	0,00
4	25	145	120	0,00
5	25	145	120	0,00
6	25	145	120	0,00
7	25	145	120	0,00
8	25	145	120	0,00
9	25	145	120	0,00
14	25	145	120	0,00
15	25	145	120	0,00

16	25	145	120	0,00
17	25	145	120	0,00
18	25	145	120	0,00
19	25	145	120	0,00
20	25	145	120	0,00
22	25	145	120	0,00
23	25	145	120	0,00
26	25	145	120	0,00
27	25	145	120	0,00
29	25	145	120	0,00
30	25	145	120	0,00
31	25	145	120	0,00

## Analisi incrementale a collasso (push-over)

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una 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 da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

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 del 20% 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 bi-lineare 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 determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa .

La normativa definisce una 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 caricata 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	Masse	0,0	2	35
2	+X	1° modo	0,0	2	35
3	-X	Masse	0,0	2	35
4	-X	1° modo	0,0	2	35
5	+Y	Masse	0,0	2	35
6	+Y	1° modo	0,0	2	35
7	-Y	Masse	0,0	2	35
8	-Y	1° modo	0,0	2	35
9	+X	Masse	256,3	2	35
10	+X	Masse	-256,3	2	35
11	+X	1° modo	256,3	2	35
12	+X	1° modo	-256,3	2	35
13	-X	Masse	256,3	2	35
14	-X	Masse	-256,3	2	35
15	-X	1° modo	256,3	2	35
16	-X	1° modo	-256,3	2	35
17	+Y	Masse	239,3	2	59
18	+Y	Masse	-239,3	2	35
19	+Y	1° modo	239,3	2	35
20	+Y	1° modo	-239,3	2	35
21	-Y	Masse	239,3	2	35
22	-Y	Masse	-239,3	2	26
23	-Y	1° modo	239,3	2	35
24	-Y	1° modo	-239,3	2	35

## Spettro da normativa

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T\*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato(TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella).

SLV	SLD	SLO
-----	-----	-----

SLV	SLD	SLO
-----	-----	-----

Ag	1,73	0,61	0,47
F0	2,98	2,98	2,98
Tc*	0,28	0,28	0,27
Tr	712,00	75,00	45,00

Ss	1,57	1,57	1,57
Tb	0,15	0,15	0,15
Tc	0,45	0,45	0,44
Td	2,30	1,85	1,79

### 6.4.2. Principali risultati

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti.

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

D<sub>max</sub>: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D<sub>u</sub>: Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

q\*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

$D_{\max}^{SLD}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D<sub>d</sub>: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

$D_{\max}^{SLO}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D<sub>o</sub>: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004:

Questa normativa prescrive il calcolo degli indicatori di rischio.

Il parametro  $(\alpha)_u$  e' considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro  $(\alpha)_e$  un indicatore del rischio di inagibilita' dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve

$$(\alpha)_u = PGADS / PGA$$

$$(\alpha)_e = PGADL / PGA$$

**Dettaglio verifiche**

N.	Dir. sisma	Car. sismico o prop.	Ecc. [cm]	SLV				SLD			SLO			Alfa SLU	Alfa SLD
				DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.		
1	+X	Masse	0,0	5,06	4,94	2,03	No	1,77	4,87	No	1,35	4,87	No	0,98	2,75
2	+X	1° modo	0,0	5,31	5,69	1,94	Si	1,86	5,69	Si	1,42	5,69	Si	1,07	3,06
3	-X	Masse	0,0	5,83	6,06	1,83	Si	2,04	6,01	Si	1,55	6,01	Si	1,04	2,94
4	-X	1° modo	0,0	6,12	6,62	1,80	Si	2,15	6,60	Si	1,63	6,60	Si	1,08	3,08
5	+Y	Masse	0,0	13,15	9,34	3,73	No	4,61	6,35	No	3,51	4,45	No	0,71	1,38
6	+Y	1° modo	0,0	14,27	12,97	3,73	No	5,00	4,60	No	3,81	2,61	No	0,80	0,92
7	-Y	Masse	0,0	13,03	11,35	3,56	No	4,56	5,46	No	3,47	3,36	No	0,84	1,20
8	-Y	1° modo	0,0	13,97	14,05	3,63	No	4,89	3,84	No	3,73	2,13	No	0,83	0,78
9	+X	Masse	256,3	5,05	3,61	2,29	No	1,77	3,61	No	1,35	3,61	No	0,71	2,04
10	+X	Masse	- 256,3	5,19	7,22	1,91	Si	1,82	5,58	Si	1,38	5,58	Si	1,39	3,07
11	+X	1° modo	256,3	5,27	4,14	2,20	No	1,85	4,14	No	1,41	4,14	No	0,78	2,24
12	+X	1° modo	- 256,3	5,43	139,7 2	2,08	Si	1,90	6,37	Si	1,45	5,37	Si	1,44	3,35
13	-X	Masse	256,3	5,49	4,70	2,20	No	1,92	4,70	No	1,46	4,70	No	0,86	2,44
14	-X	Masse	- 256,3	5,71	6,13	1,94	Si	2,00	6,13	Si	1,52	6,13	Si	1,07	3,06
15	-X	1° modo	256,3	5,76	5,34	2,15	No	2,02	5,25	No	1,53	5,25	No	0,93	2,60
16	-X	1° modo	- 256,3	5,97	7,19	1,97	Si	2,09	6,49	Si	1,59	6,49	Si	1,20	3,10
17	+Y	Masse	239,3	12,49	7,89	4,07	No	4,38	7,23	No	3,33	5,94	No	0,63	1,65
18	+Y	Masse	- 239,3	12,59	11,80	3,80	No	4,41	5,37	No	3,36	3,16	No	0,79	1,22
19	+Y	1° modo	239,3	14,98	10,49	3,54	No	5,25	5,37	No	3,99	3,38	No	0,70	1,02
20	+Y	1° modo	-	13,66	12,10	3,87	No	4,79	3,65	No	3,64	2,29	No	0,78	0,76

**RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

		modo	239,3												
21	-Y	Masse	239,3	13,56	10,00	3,54	No	4,75	6,69	No	3,62	4,70	No	0,74	1,41
22	-Y	Masse	239,3	11,62	7,92	3,96	No	4,07	4,79	No	3,10	2,64	No	0,68	1,18
23	-Y	1° modo	239,3	14,82	15,23	3,52	No	5,19	4,50	No	3,95	2,68	No	0,85	0,87
24	-Y	1° modo	239,3	13,06	13,02	3,91	No	4,57	3,35	No	3,48	1,97	No	0,77	0,73

Nella tabella di informazioni di dettaglio per la valutazione della "Vulnerabilità Sismica" sono riportati i parametri  $\alpha$  derivanti dai rapporti omonimi per ciascuno degli stati limite:

$$\alpha_{PGA} = PGA_C / PGA_D ; \alpha_{TR} = TR_C / TR_D$$

$PGA_C$ : Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico).

$PGA_D$ : Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico).

$TR_C$ : Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite.

$TR_D$ : Periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite.

I periodi di ritorno sono quelli presentati nell' "Allegato B delle Norme Tecniche" (definizione del reticolo di riferimento). I parametri contenuti nelle tabelle che definiscono il reticolo di riferimento non sono estrapolabili, qualora i valori di  $TR_C$  siano esterni alla tabella vengono mostrati i simboli ">" o "<" ad indicarne il superamento del rispettivo limite superiore o inferiore.

Nell'area denominata "Parametri di Analisi" compaiono i seguenti fattori:

$T^*$ : Periodo del sistema equivalente

$m^*$ : massa del sistema equivalente

$W$ : massa totale

Duttilità disponibile: rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico

ARCIDIOCESI DI MODENA – NONANTOLA - DUOMO DI FINALE EMILIA  
RIPRISTINO E MIGLIORAMENTO SISMICO – RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa SLV	Alfa SLD	Alfa SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	5,06	4,94	2,03	1,77	4,87	1,35	4,87	0,98	2,75	3,61
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	5,31	5,69	1,94	1,86	5,69	1,42	5,69	1,07	3,06	4,01
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	5,83	6,06	1,83	2,04	6,01	1,55	6,01	1,04	2,94	3,87
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	6,12	6,62	1,80	2,15	6,60	1,63	6,60	1,08	3,08	4,04
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	13,15	9,34	3,73	4,61	6,35	3,51	4,45	0,71	1,38	1,27
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	14,27	12,97	3,73	5,00	4,60	3,81	2,61	0,80	0,92	0,68
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	13,03	11,35	3,56	4,56	5,46	3,47	3,36	0,84	1,20	0,97
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	13,97	14,05	3,63	4,89	3,84	3,73	2,13	0,83	0,78	0,57
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	256,28	5,05	3,61	2,29	1,77	3,61	1,35	3,61	0,71	2,04	2,68
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-256,28	5,19	7,22	1,91	1,82	5,58	1,38	5,58	1,39	3,07	4,03
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	256,28	5,27	4,14	2,20	1,85	4,14	1,41	4,14	0,78	2,24	2,94
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-256,28	5,43	139,72	2,08	1,90	6,37	1,45	5,37	1,44	3,35	3,71
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	256,28	5,49	4,70	2,20	1,92	4,70	1,46	4,70	0,86	2,44	3,21
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-256,28	5,71	6,13	1,94	2,00	6,13	1,52	6,13	1,07	3,06	4,02
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	256,28	5,76	5,34	2,15	2,02	5,25	1,53	5,25	0,93	2,60	3,42
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-256,28	5,97	7,19	1,97	2,09	6,49	1,59	6,49	1,20	3,10	4,08
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	239,30	12,49	7,89	4,07	4,38	7,23	3,33	5,94	0,63	1,65	1,78
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-239,30	12,59	11,80	3,80	4,41	5,37	3,36	3,16	0,79	1,22	0,94
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	239,30	14,98	10,49	3,54	5,25	5,37	3,99	3,38	0,70	1,02	0,85
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-239,30	13,66	12,10	3,87	4,79	3,65	3,64	2,29	0,78	0,76	0,63
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	239,30	13,56	10,00	3,54	4,75	6,69	3,62	4,70	0,74	1,41	1,30
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-239,30	11,62	7,92	3,96	4,07	4,79	3,10	2,64	0,68	1,18	0,85
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	239,30	14,82	15,23	3,52	5,19	4,50	3,95	2,68	0,85	0,87	0,68
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-239,30	13,06	13,02	3,91	4,57	3,35	3,48	1,97	0,77	0,73	0,57

**Legenda colori**

■ Verificato     
 ■ Non verificato     
  Non converge a p.p.     
  Analisi più gravosa

Riepilogo delle verifiche per le 24 analisi eseguite

✖
**Dettaglio verifiche**

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**

Dmax 5,05 [cm] > Du 3,61 [cm]  
 q\* 2,29 <= 3  
**La verifica NON è soddisfatta**

**NT 08 - Verifica SLD**

Dmax 1,77 [cm] <= Dd 3,61 [cm]  
 La verifica è soddisfatta  
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**

Dmax 1,35 [cm] <= Do 3,61 [cm]  
 La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLV	575	712	0,808	1,23	1,73	0,715
SLD	575	75	7,667	1,23	0,61	2,040
SLO	575	45	12,778	1,26	0,47	2,680

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

**Parametri di Analisi**

T*	0,477	[s]	Γ	1,15	
M*	1.481.015,32	[kg]	F*y	493.585	[daN]
w	2.874.028,19	[kg]	d*y	1,92	[cm]
			d*u	3,14	[cm]

**Analisi**

Normativa	NT 08
Carico sismico	Masse
Direzione sisma	+ Ux
Nodo controllo	35
Media nodi di livello	2
Eccentricità	256,28280
Versione	2.0.20 - Cod. 4

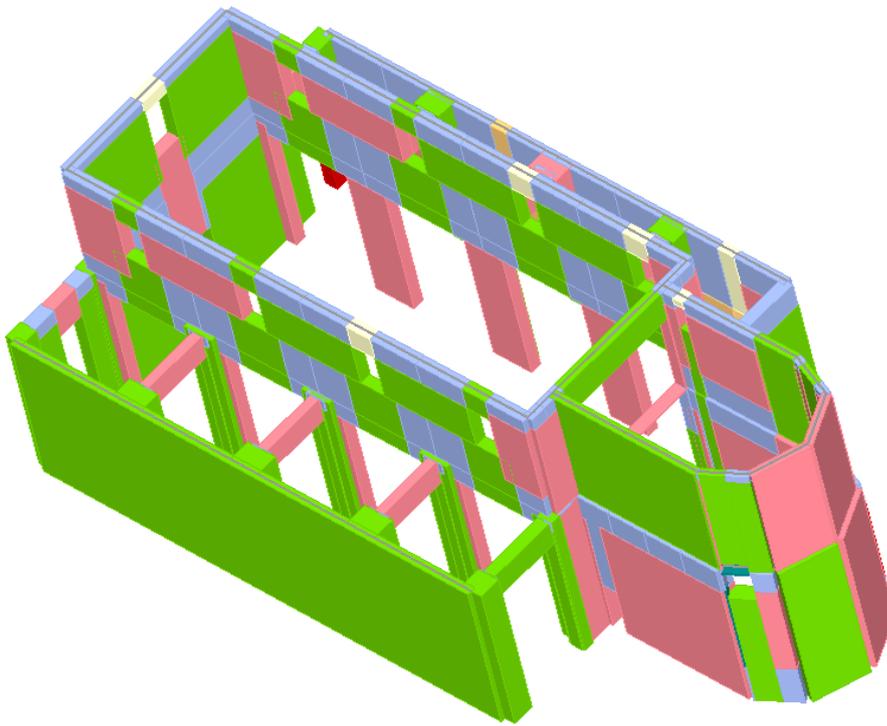
  

**Modello**

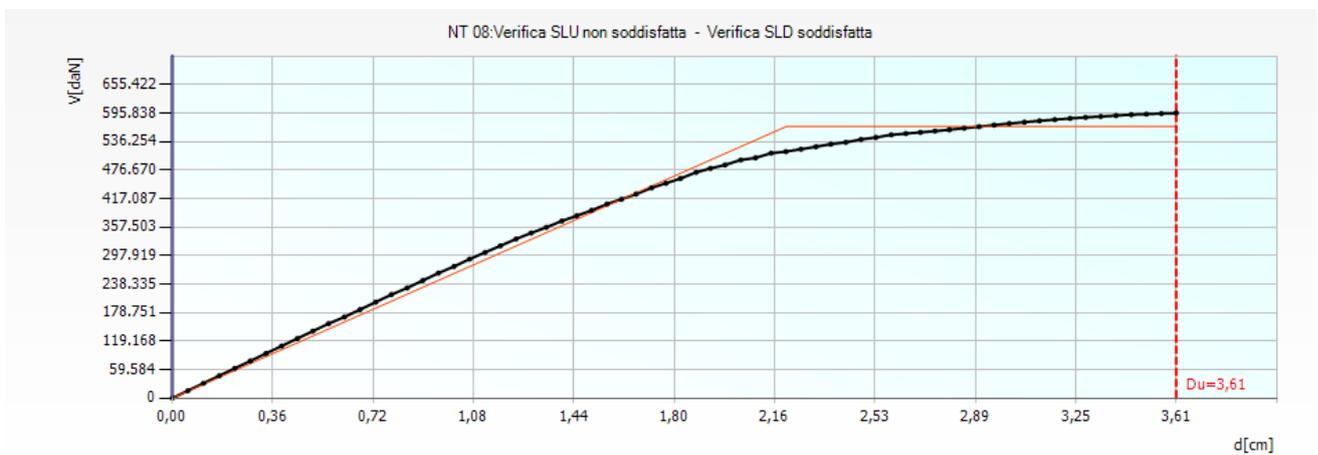
Nome	DUOMO FINALE_4
Pareti	15
Livelli	2
Nodi 3D	65
Nodi 2D	92
Materiali	4
Elementi	141
Travi	50
Pilastri	0
Vincoli	67
Setti travi	0
Setti pareti	0

Esci
?

**Analisi n. 9 (dir. X): dettagli verifiche**



**Analisi n. 9 (dir. X): stato di danneggiamento all'ultimo step di carico**



**Analisi n. 9 (dir. X): curva di pushover**

**Dettaglio verifiche**

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**  
 Dmax 12,49 [cm] > Du 7,89 [cm]  
 q\* 4,07 > 3  
**La verifica NON è soddisfatta**

**NT 08 - Verifica SLD**  
 Dmax 4,38 [cm] ≤ Dd 7,23 [cm]  
 La verifica è soddisfatta  
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**  
 Dmax 3,33 [cm] ≤ Do 5,94 [cm]  
 La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLV	403	712	0,566	1,09	1,73	0,631
SLD	323	75	4,307	1,00	0,61	1,653
SLO	209	45	4,644	0,84	0,47	1,783

Mostra PGA su roccia Dettagli ...

**Parametri di Analisi**

T*	1,039	[s]	Γ	1,31
M*	1.514.579,71	[kg]	F*y	130.318 [daN]
w	2.874.028,19	[kg]	d*y	2,35 [cm]
			d*u	6,04 [cm]

**Analisi**

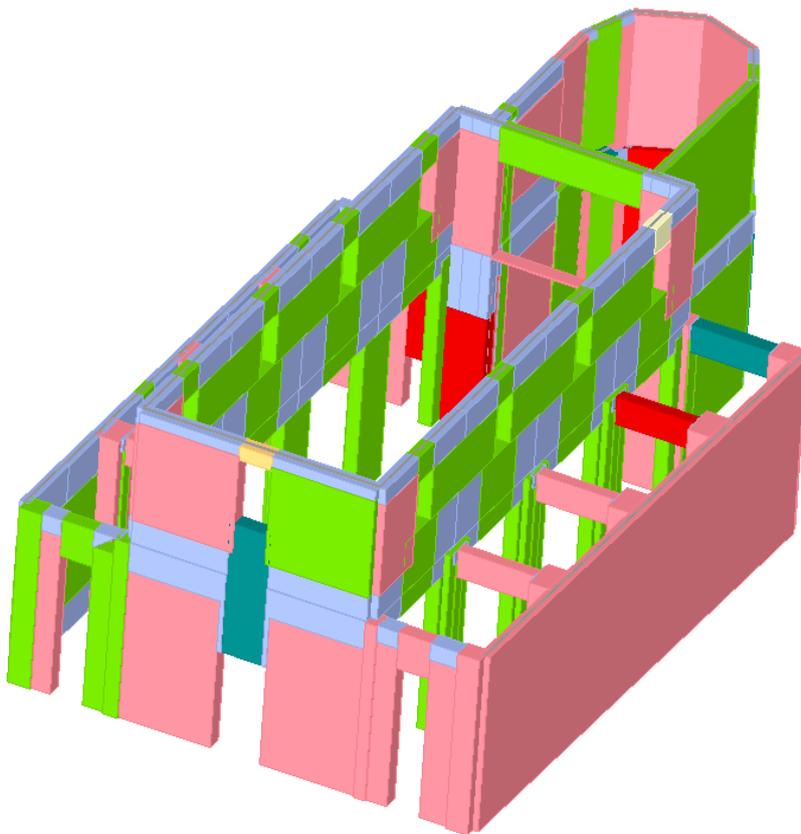
Normativa NT 08  
 Carico sismico Masse  
 Direzione sisma + Uy  
 Nodo controllo 59  
 Media nodi di livello 2  
 Eccentricità 239,29670  
 Versione 2.0.20 - Cod. 4

**Modello**

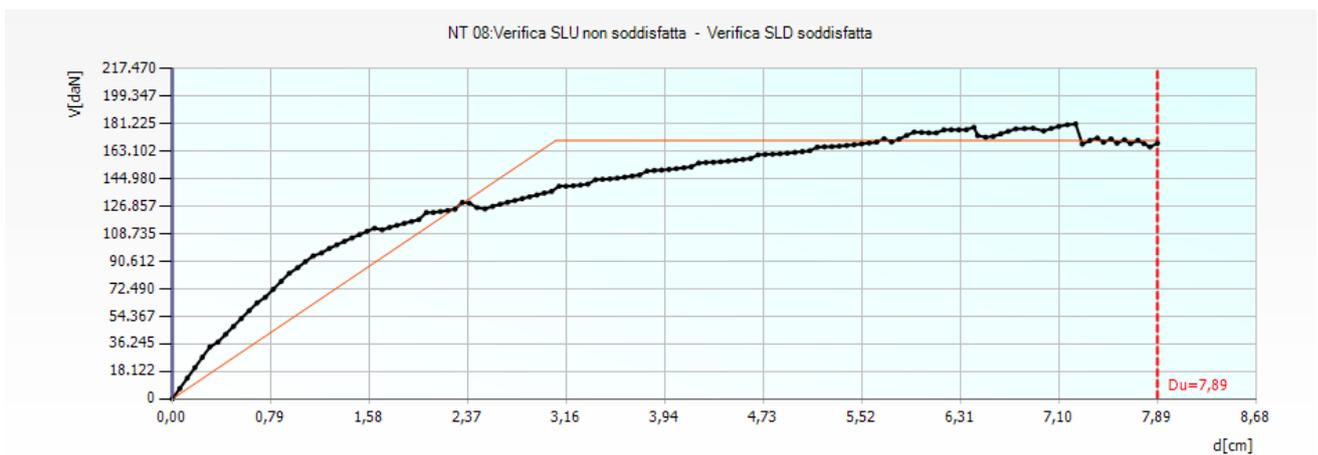
Nome DUOMO FINALE\_4  
 Pareti 15  
 Livelli 2  
 Nodi 3D 65  
 Nodi 2D 92  
 Materiali 4  
 Elementi 141  
 Travi 50  
 Pilastrini 0  
 Setti travi 67  
 Setti pareti 0

Esci ?

**Analisi n. 17 (dir. Y): dettagli verifiche**



**Analisi n. 17 (dir. Y): stato di danneggiamento all'ultimo step di carico**



**Analisi n. 17 (dir. Y): curva di pushover**



**Legenda stato di danneggiamento**

### 6.4.3. Tempi di ritorno massimi compatibili dell'azione sismica

Si assume come minimo coefficiente di sicurezza quello relativo all'analisi n. 17 in direzione Y.  
Si riportano di seguito i dettagli delle verifiche per tale analisi:



$$a_g = PGA_C = 1.09 \text{ m/sec}^2$$

Si ricava il corrispondente  $T_R$ :

$T_R \cong 403$  anni, inferiore ma non in modo troppo marcato rispetto ai 712 previsti per lo SLV e comunque molto vicino al valore previsto dalle norme per gli edifici ordinari nuovi.

Coefficiente di sicurezza =  $PGA_C / PGA_D = 0.63 < 1$  verifica non soddisfatta

#### 6.4.4. Conclusioni

Si osserva che quasi tutte le verifiche risultano soddisfatte, eccetto le due analisi in direzione Y, le n. 22 e n. 24, per cui il coefficiente di sicurezza risulta leggermente inferiore all'unità (quando è superiore all'unità allora la verifica è soddisfatta).

Il coefficiente di sicurezza minimo, corrispondente al 77% per l'analisi n. 24 in direzione Y (che risulta la più debole per l'edificio), rappresenta il coefficiente di sicurezza dell'edificio nei confronti dell'azione sismica di progetto allo SLV. Tale valore, seppure inferiore all'unità (come era facile attendersi viste le caratteristiche geometrico-costruttive della chiesa e le scarse proprietà resistenti della muratura, risulta comunque abbondantemente superiore al 60%, che rappresenta la soglia minima da superare per interventi di miglioramento sismico. In questo caso non si deve dunque derogare da tale valore minimo di soglia per la natura monumentale del bene.

#### 6.5. CONCLUSIONI

La realizzazione coordinata di una serie di interventi di consolidamento ha permesso di raggiungere un notevole miglioramento delle prestazioni dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche.

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti nelle verifiche allo stato di fatto e allo stato di progetto.

##### a. Stato di fatto

Riportiamo di seguito i risultati principali in cui le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

Riportiamo di seguito i risultati principali in cui le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

##### .- MECCANISMO 'A' – FACCIATA

Facciata

$$a_0^* = 0.068^*g \ll (S_e(T_1) * \Psi^* \gamma) / 2 = 0.317^*g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.068^*g / 0.317^*g = \mathbf{0.21 \ll 1}$$

##### - MECCANISMO 'B' – MURO ESTERNO NAVATA LATERALE SINISTRA

Parete esterna navata laterale sinistra

$$a_0^* = 0.0375 * g \ll (a_g(P_{VR}) * S) / q = 0.138 g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.0375 * g / 0.138 g = 0.272 \ll 1$$

- **MECCANISMO 'C' – PARETE LONGITUDINALE IN ELEVAZIONE**

Parete longitudinale tra navata centrale e laterali

$$a_0^* = 0.056 * g \ll (S_e(T1) * \Psi * \gamma) / 2 = 0.281 * g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.056 * g / 0.281 * g = 0.20 \ll 1$$

- Risposta sismica globale

L'edificio non è in grado di manifestare un comportamento globale nei confronti del sisma, in quanto si verificano crisi locali per ribaltamento fuori piano prima che si possa attingere alle risorse dell'edificio per comportamento scatolare (come messo in evidenza dagli eventi sismici del maggio 2012).

**b. Stato di progetto**

- Risposta sismica per meccanismi locali

Gli interventi di consolidamento hanno consentito di inibire o di modificare sostanzialmente i principali meccanismi locali di ribaltamento di porzioni murarie. Si riportano di seguito i risultati delle verifiche dei cinematismi allo stato di progetto corrispondenti a quelli analizzati allo stato di fatto.

.- **MECCANISMO 'A' – FACCIATA**

Facciata

$$a_0^* = 2.045 \text{ m/s}^2 = 0.208 * g > a_g(P_{VR}) = 1.73 \text{ m/s}^2 = 0.176 * g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.208 * g / 0.176 * g = 1.18 > 1$$

- **MECCANISMO 'C' – PARETE LONGITUDINALE IN ELEVAZIONE**

Parete longitudinale tra navata centrale e laterali

$$a_0^* = 1.205 \text{ m/s}^2 = 0.123 * g < a_g(P_{VR}) = 1.73 \text{ m/s}^2 = 0.176 * g$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = 0.123 * g / 0.176 * g = 0.70 < 1$$

- Risposta sismica globale

Si riporta di seguito l'esito della risposta sismica globale.

SLV

Data la :

$$a_g = PGA_C = 1.09 \text{ m/sec}^2$$

Si ricava il corrispondente  $T_R$ :

$T_R \cong 403$  anni, inferiore ma non in modo troppo marcato rispetto ai 712 previsti per lo SLV e comunque molto vicino al valore previsto dalle norme per gli edifici ordinari nuovi.

Coefficiente di sicurezza =  $PGA_C / PGA_D = 0.63 < 1$  verifica non soddisfatta

### **c. Incremento di sicurezza da stato di fatto a stato di progetto**

Nel passaggio dalle condizioni di stato di fatto a quelle dello stato di progetto a seguito degli interventi di consolidamento previsti, si registra un notevole incremento di sicurezza nei confronti dell'azione sismica:

#### **- Risposta sismica**

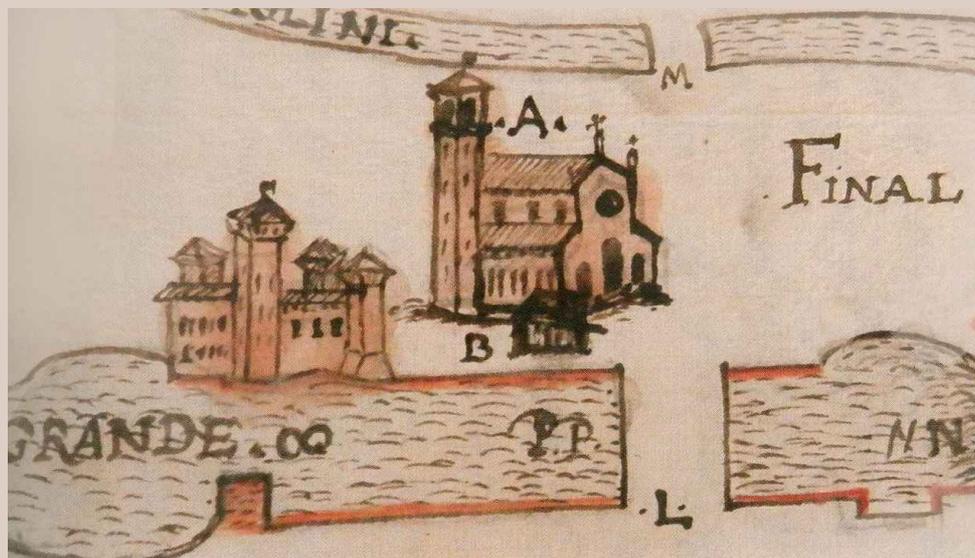
Nel passaggio dalle condizioni di stato di fatto a quelle dello stato di progetto a seguito degli interventi di consolidamento previsti, si registra un notevole incremento di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

#### **Risposta sismica**

Si passa da un coefficiente di sicurezza pari a 0.20 allo SLV allo stato di fatto in termini di accelerazione, ad un coefficiente di sicurezza minimo nello stato di progetto in termini di accelerazione di 0.70 ( $>0.60$ ). Si osserva inoltre che il mentre allo stato di fatto il valore più basso del coefficiente di sicurezza si verifica per un meccanismo locale, allo stato progetto invece il valore più basso del coefficiente di sicurezza si ha per le verifiche del comportamento globale, mentre i valori per i meccanismi locali allo stato di progetto sono tutti superiori. Questo è un dato positivo, che indica come gli interventi di progetto abbiano opportunamente invertito la gerarchia dei meccanismi di crisi, consentendo all'edificio di attingere a tutte le sue risorse per comportamento globale, con sollecitazioni nel piano delle pareti, prima di giungere al collasso. Gli interventi di progetto consentono di modificare le modalità di crisi: si passa da crisi locali per ribaltamento fuori piano, particolarmente pericolose per l'incolumità delle persone, a crisi per comportamento globale, più favorevoli ed auspicabili.

**LAVORI DI RIPRISTINO CON MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA CHIESA DEI SANTI FILIPPO E GIACOMO (DUOMO) DI FINALE EMILIA DANNEGGIATA DAL SISMA DEL 20/29 MAGGIO 2012** – ID 2163 - CIG: 6489971D7B CUP: I79G13000680005

**PROGETTO ESECUTIVO**



Committente:

**Arcidiocesi di Modena - Nonantola**

Via Sant'Eufemia, 13  
41121 Modena

pec: arcidiocesi.modena-nonantola@pec.chiesacattolica.it

Progettisti:

**POLITECNICA**  
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via Galilei n.220 - 41126 Modena (MO)  
tel: 059.356527 fax: 059.356780

**RESPONSABILE DI PROGETTO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**DIRETTORE TECNICO**

Ing. Paolo Muratori

**PROGETTO OPERE ARCHITETTONICHE  
E DI RESTAURO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**PROGETTO OPERE STRUTTURALI**

Ing. Fabio Camorani

**PROGETTO IMPIANTI MECCANICI**

Ing. Marco Balestrazzi

**COORDINATORE IN FASE DI  
PROGETTAZIONE**

Ing. Stefano Simonini

**PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI**

Ing. Francesco Frassinetti  
P.I Emanuela Becchi

INTEGRAZIONE IN RISPOSTA ALLA NOTA DEL 26 OTTOBRE 2016 DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA COMMISSIONE CONGIUNTA PER L'ESAME PREVENTIVO DEI PROGETTI PRELIMINARI RELATIVI AGLI EDIFICI SOTTOPOSTI ALLA TUTELA DEL D.Leg. 42/2004

**OPERE STRUTTURALI**

INTEGRAZIONE ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

**NUOVO ELABORATO**

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE REV.
0001	OS	RC02	3 0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
01	01_OS_RC02_3_0_4715	4715		A4

5					
4					
3					
2					
1	REV.1		22/12/16	R.Gabellieri	M.Goldoni
0	EMISSIONE		25/07/16	R.Gabellieri	M.Goldoni
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>Data</b>	<b>REDATTO</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>APPROVATO</b>

**INDICE**

1. VERIFICA DELLE STRUTTURE: INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO .....	3
1.1. COPERTURA.....	3
1.1.1. Copertura abside.....	3
1.1.1.1. Descrizione interventi.....	3
1.1.1.2. Modellazione .....	6
1.1.1.3. Verifiche di sicurezza .....	15
1.1.2. Copertura campanile .....	26
1.1.2.1. Descrizione interventi.....	26
1.1.2.2. Modellazione .....	28
1.1.2.3. Verifiche di sicurezza .....	36
1.2. ANALISI SISMICA GLOBALE .....	41
1.2.1. Modello .....	41
1.2.2. Principali risultati .....	46
1.2.3. Conclusioni .....	52



## 1. VERIFICA DELLE STRUTTURE: INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

---

Si riporta di seguito un'integrazione alla relazione di calcolo con valutazioni di sicurezza strutturale sulla nuova copertura dell'abside e del campanile. Si riportano infine i risultati di una modellazione integrativa globale della chiesa nei confronti dell'azione sismica, che tiene conto in modo esplicito della presenza del campanile e dell'interazione con il corpo adiacente sul lato della navata laterale.

### 1.1. COPERTURA

Si riportano di seguito le principali verifiche di sicurezza delle coperture allo stato di progetto. Sono stati realizzati modelli tridimensionali agli elementi finiti di porzioni rappresentative della copertura allo stato di progetto mediante il software Winstrand di Enexsys per ogni zona oggetto di intervento.

#### 1.1.1. Copertura abside

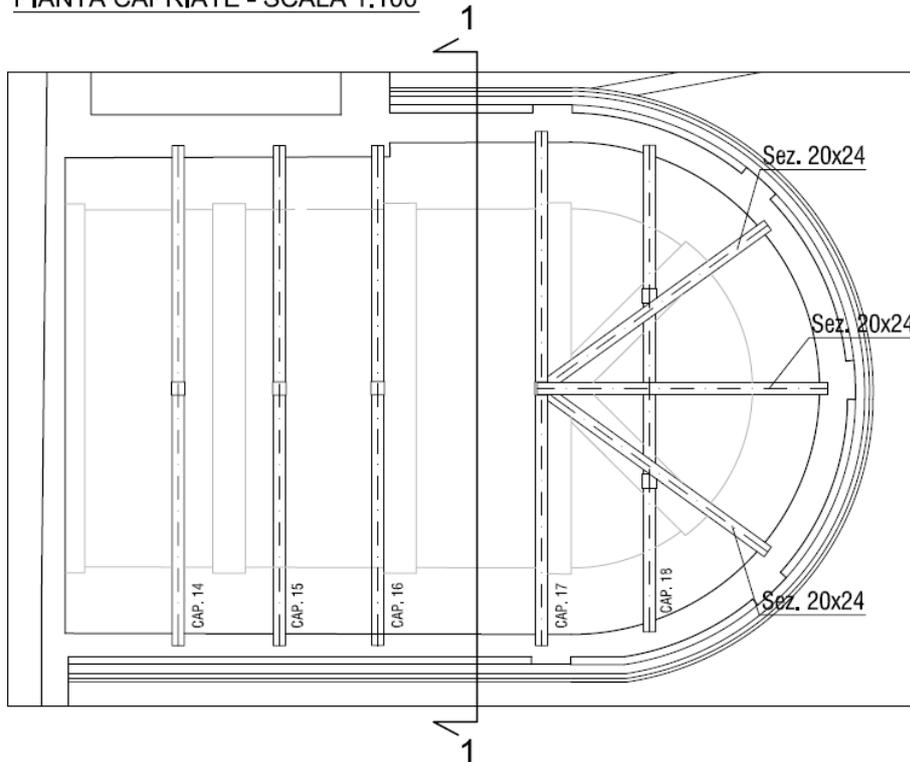
Si prevede la sostituzione delle capriate esistenti con introduzione di nuove capriate lignee in legno massiccio di categoria C24, con leggera modifica della geometria delle falde nella parte a fianco del campanile, per consentire alla copertura di esercitare una benefica azione di 'contrafforte' nei confronti dello stesso. Si riporta di seguito una descrizione grafica degli interventi di progetto.

##### 1.1.1.1. *Descrizione interventi*

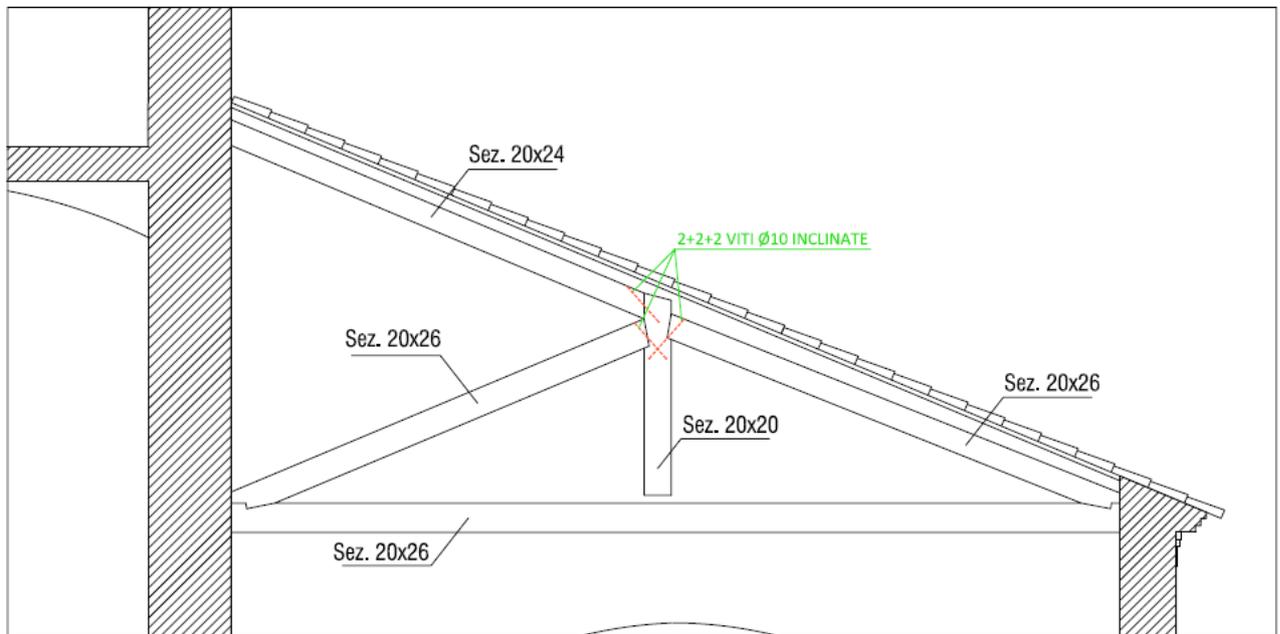
Si prevede:

- smontaggio del manto di copertura, delle tavole in laterizio e di tutte le membrature lignee presenti (orditura secondaria in travetti, travi diagonali e membrature delle capriate);
- posa in opera di nuove capriate in legno massiccio di categoria C24 (per le sezioni vedi le sezioni di dettaglio delle singole capriate);
- posa in opera di nuovi travetti in legno massiccio di categoria C24 di sezione 10x12 cm ad interasse  $i=40$  cm;
- posa in opera di tavole in laterizio (con parziale recupero di quelle esistenti);
- posa in opera di manto in coppi doppi parzialmente recuperato;

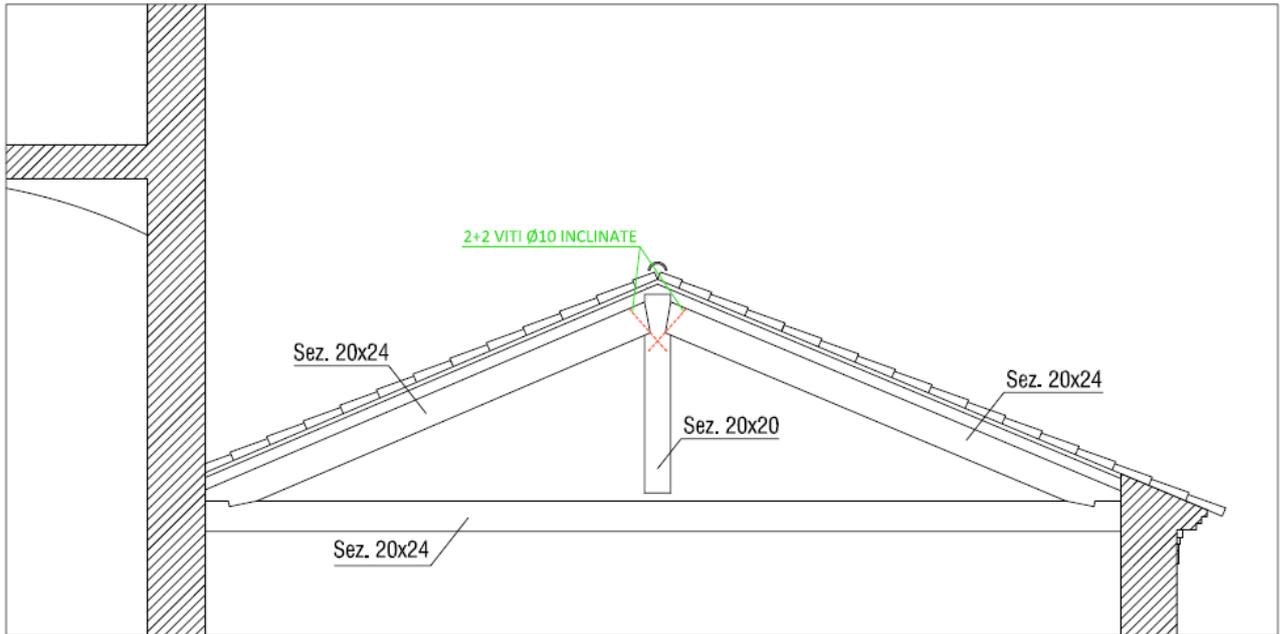
COPERTURA DELL'ABSIDE - STATO DI PROGETTO  
PIANTA CAPRIATE - SCALA 1:100



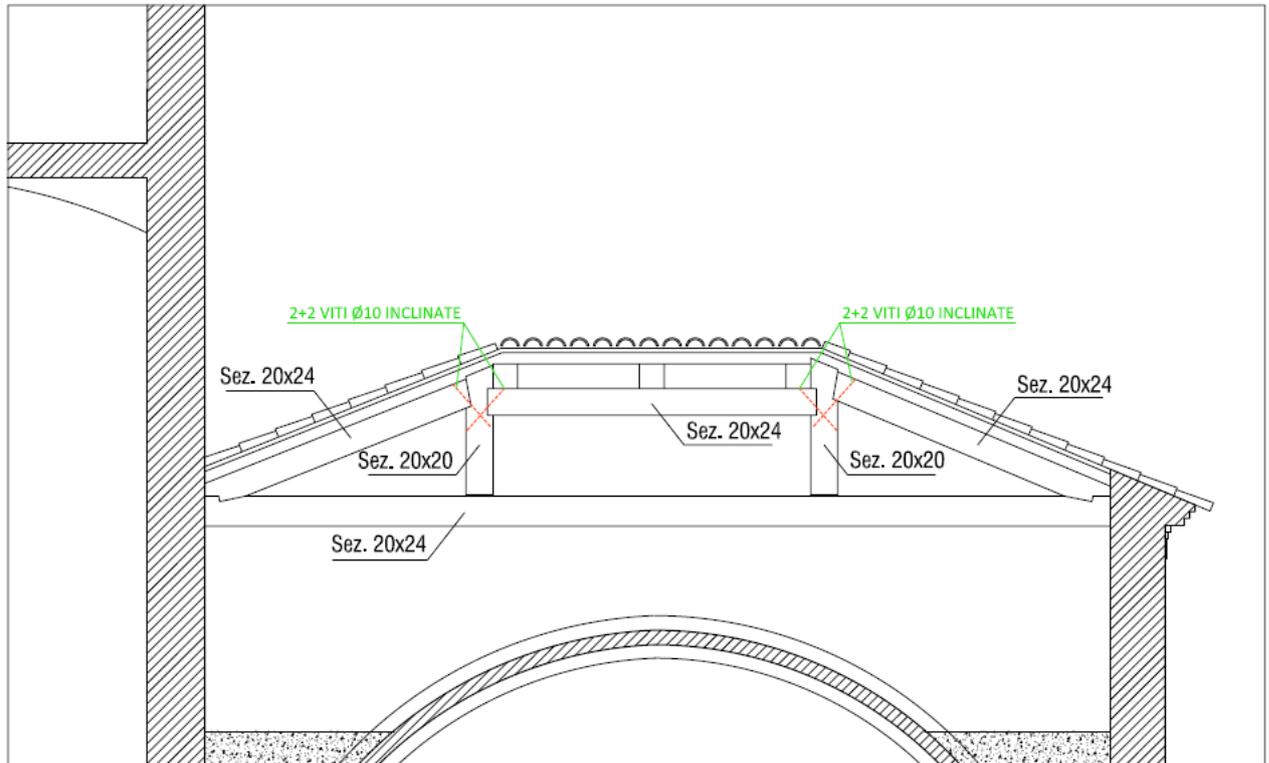
COPERTURA DELL'ABSIDE - STATO DI PROGETTO  
CAPRIATE n. 14, 15, 16 - SCALA 1:50



COPERTURA DELL'ABSIDE - STATO DI PROGETTO  
CAPRIATA n. 17 - SCALA 1:50

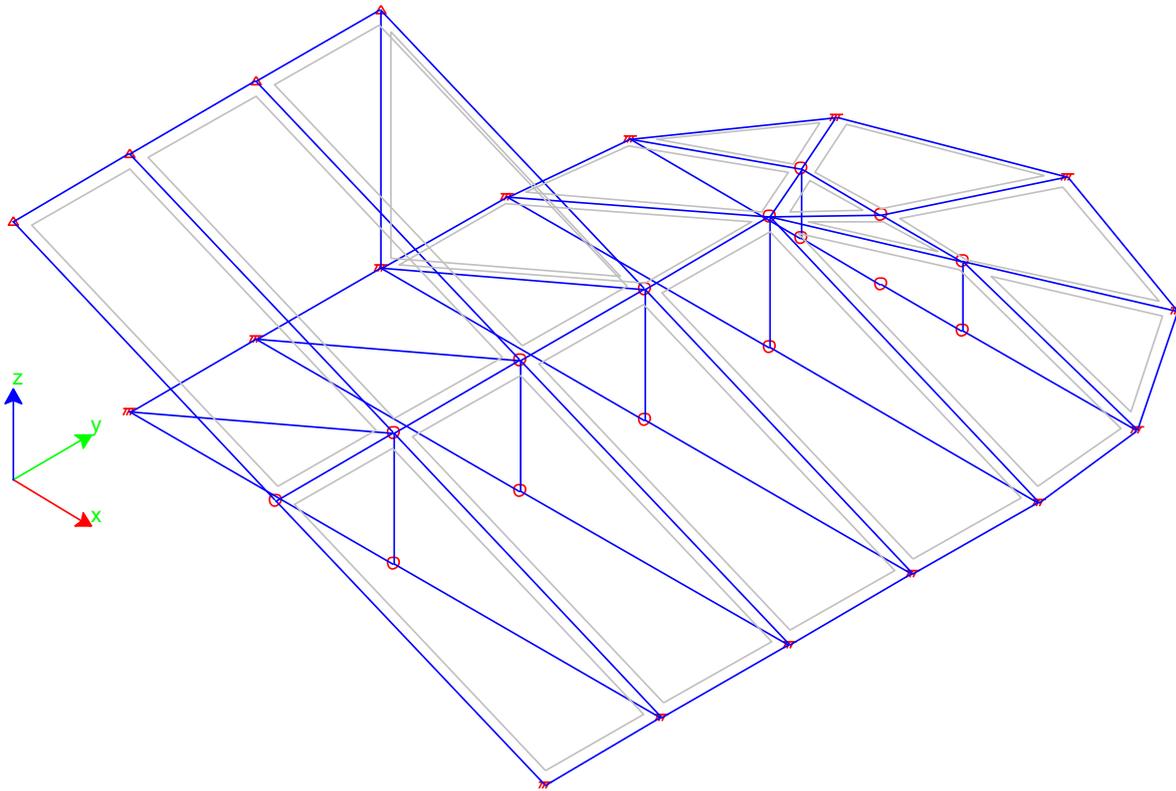


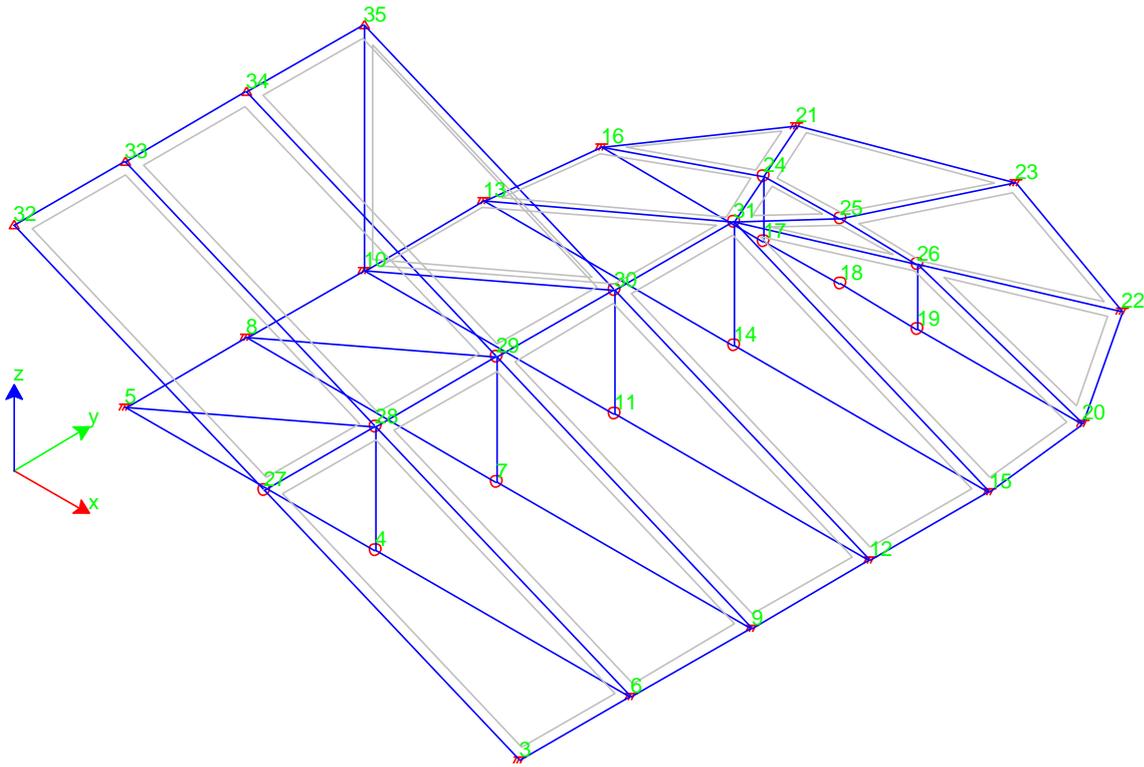
COPERTURA DELL'ABSIDE - STATO DI PROGETTO  
CAPRIATA n. 18 - SCALA 1:50



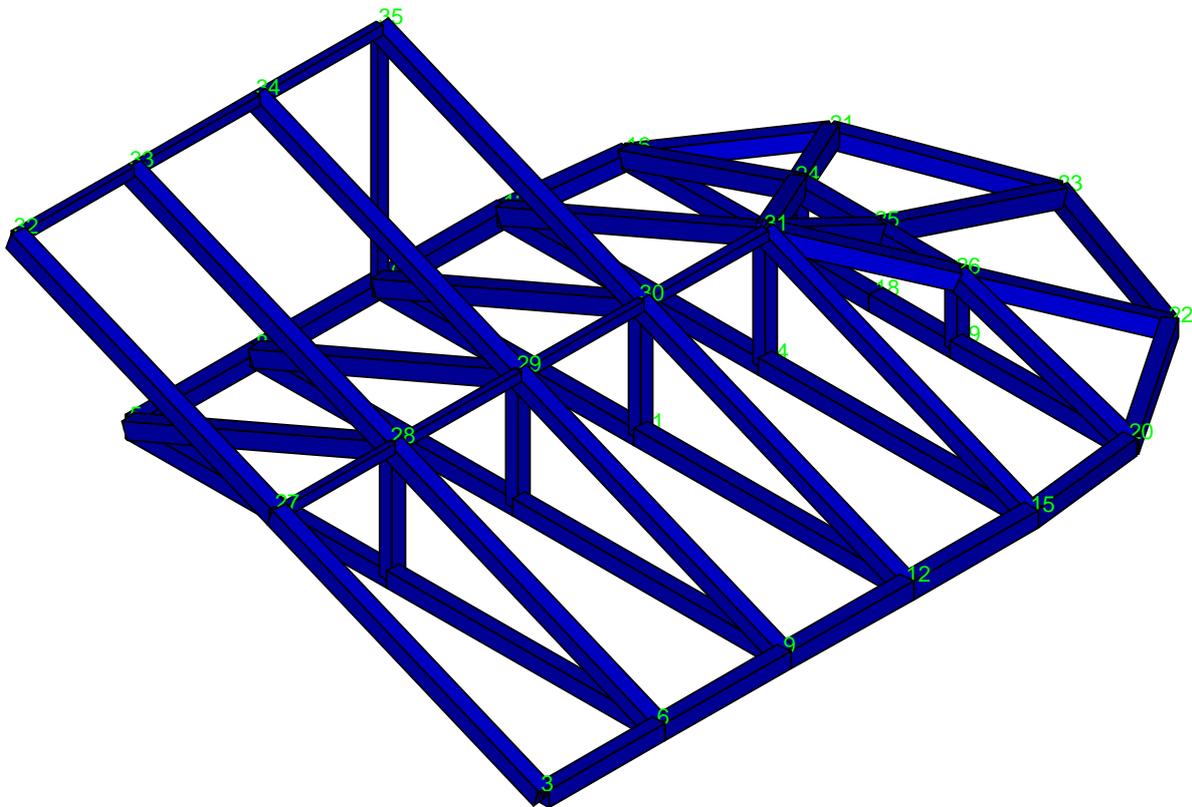
### 1.1.1.2. Modellazione

È stato realizzato un modello tridimensionale degli elementi della copertura, con il software Winstrand di Enexsys: sono state modellate direttamente le capriate. Le membrature lignee sono state modellate con elementi beam incernierati alle estremità. Mediante tale modello sono state valutate le caratteristiche di sollecitazioni massime per le verifiche di sicurezza sulle membrature di progetto delle capriate, in legno massiccio di categoria C24.

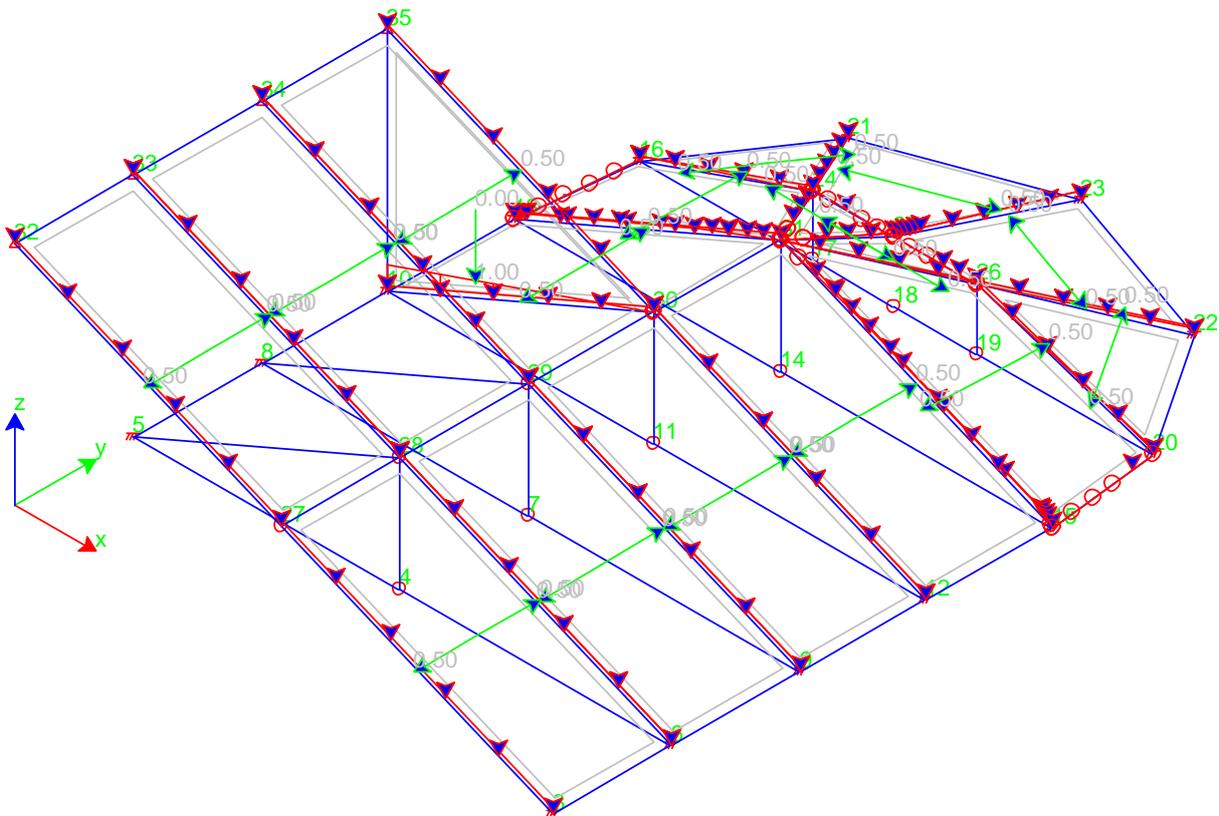
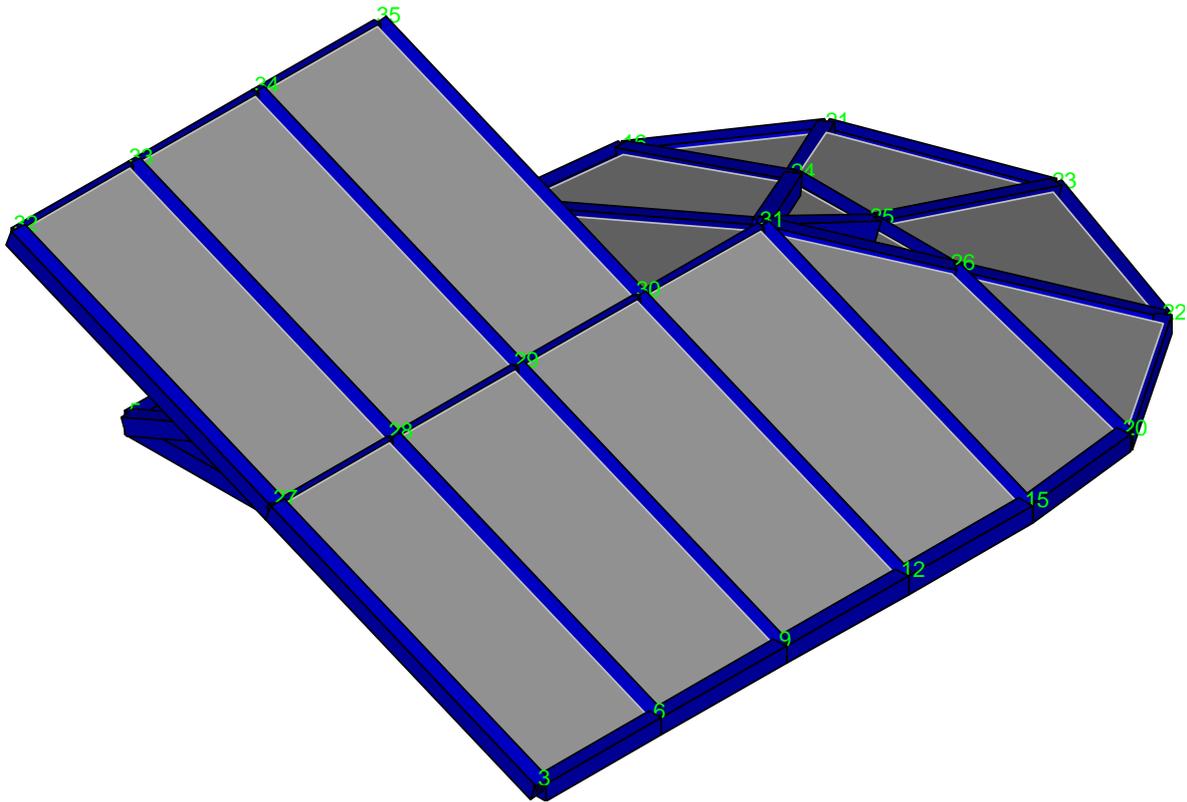




Modello 3D: numerazione dei nodi



Modello: vista solida 3D



Modello: vista 3D con individuazione delle aree di carico e dei coefficienti di ripartizione

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

I carichi in copertura sono stati assegnati in automatico dal software per quanto riguarda il peso proprio delle membrature delle capriate, mentre i permanenti portati sono stati assegnati mediante elementi area di carico, con i carichi ricavati dall'analisi dei carichi seguente:

Copertura

Carichi permanenti portati:

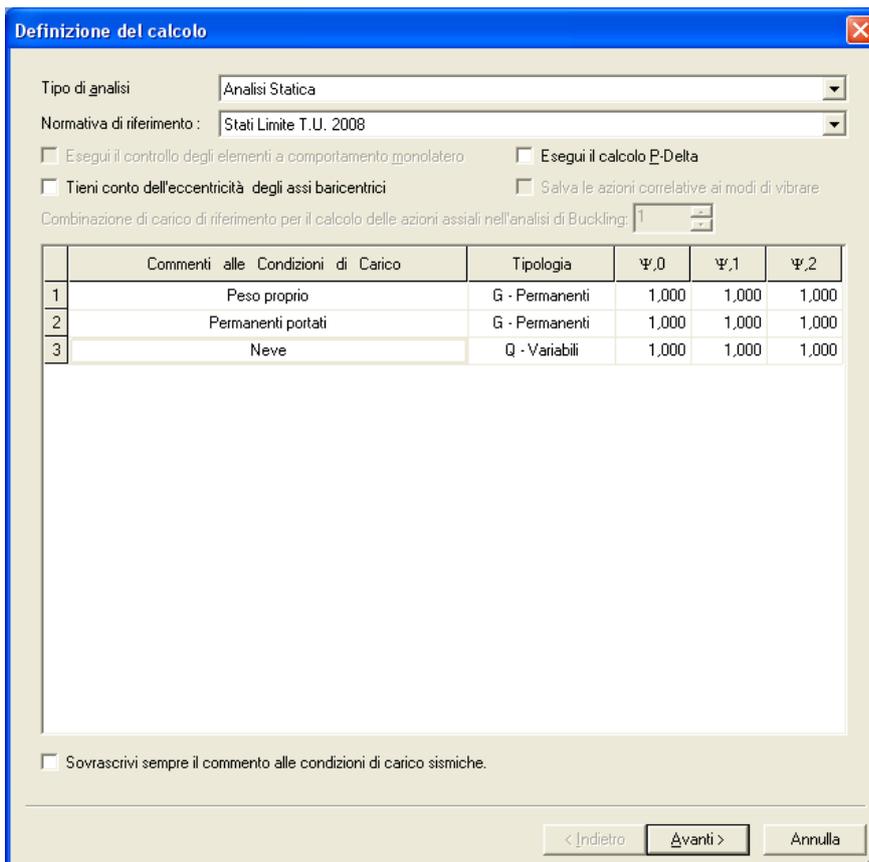
Manto in coppi doppi	80 DaN/m <sup>2</sup>
Tavelle in laterizio (sp=3 cm)	54 DaN/m <sup>2</sup>
Travetti lignei	<u>18 DaN/m<sup>2</sup></u>
<b>TOTALE:</b>	<b>G= 152 DaN/m<sup>2</sup></b>

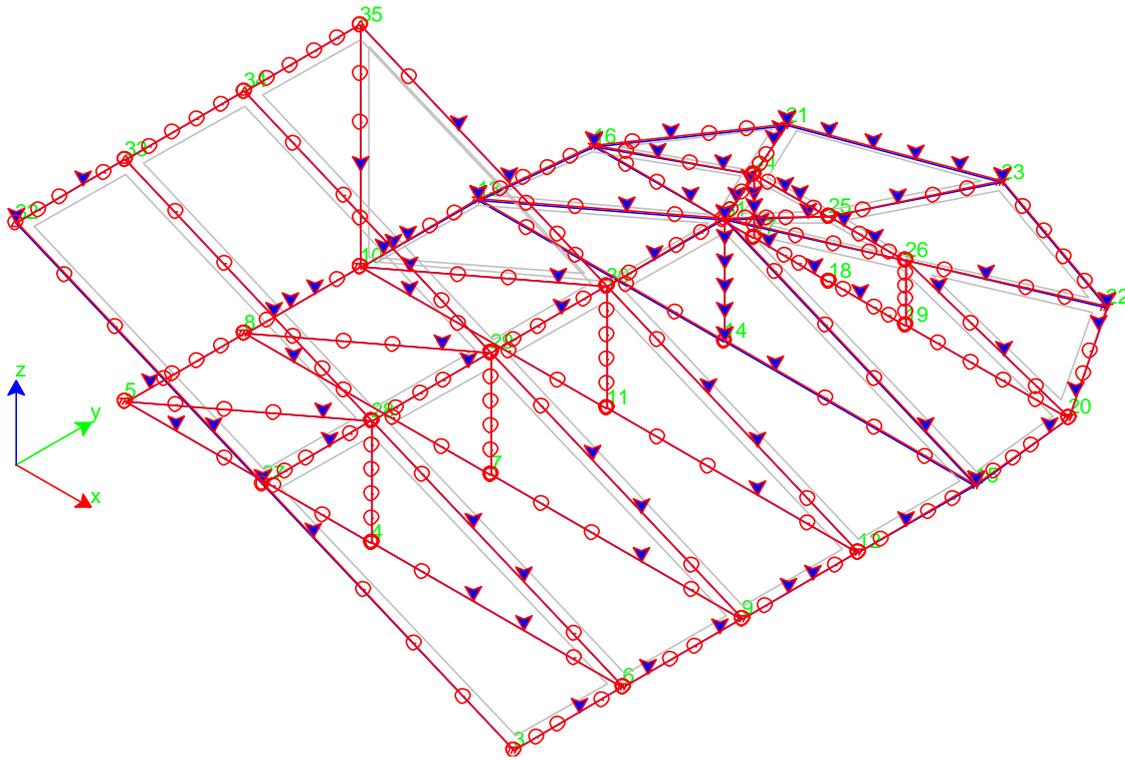
Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

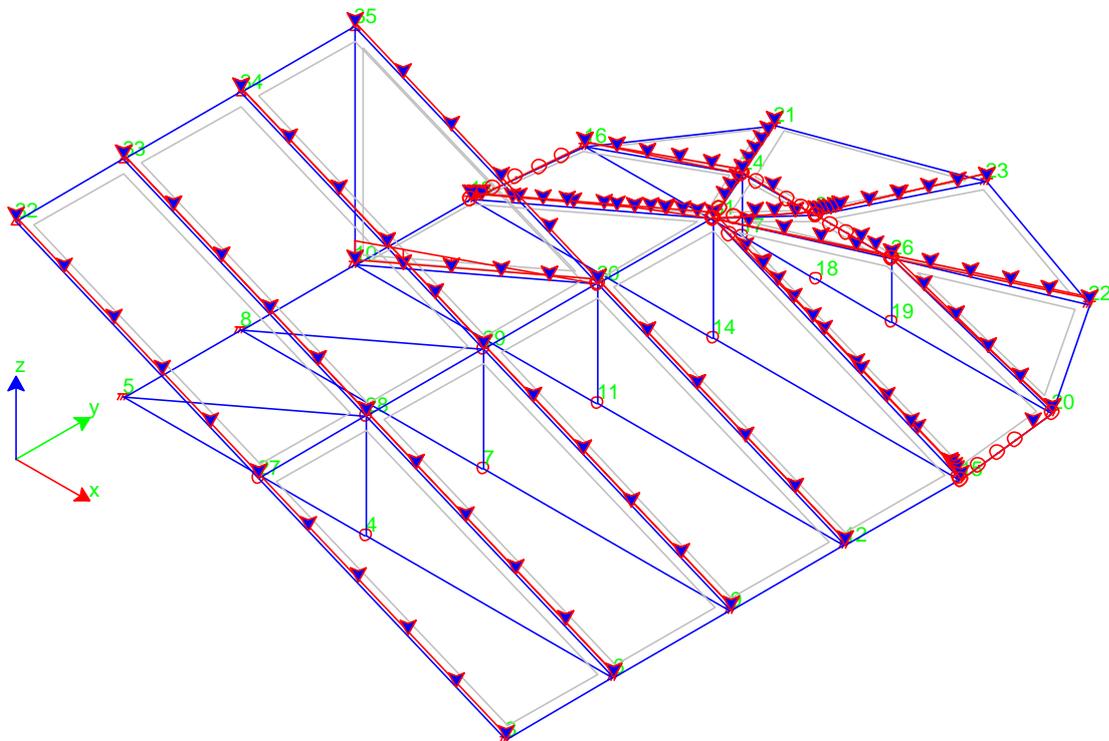
Q=120 DaN/m<sup>2</sup>

Sono state prese in considerazione le seguenti tre condizioni di carico:

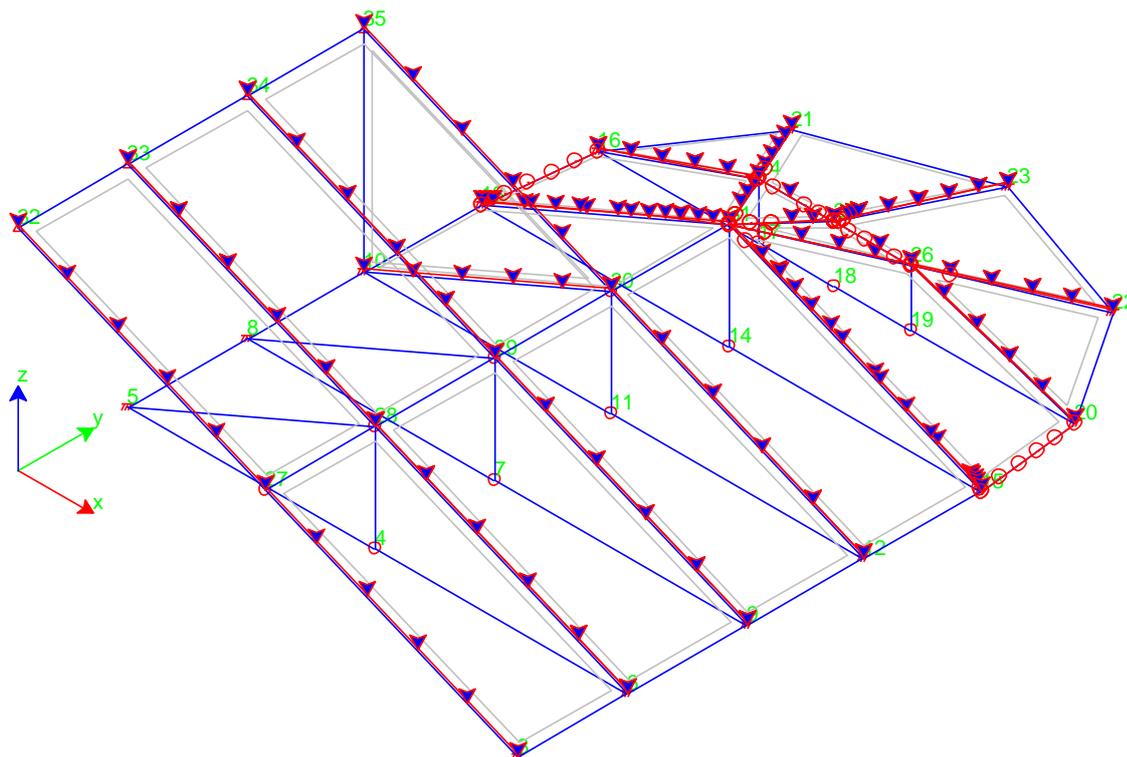




**Condizione di carico 1: peso proprio**



**Condizione di carico 2: permanenti portati**



**Condizione di carico 3: carico neve**

Le precedenti condizioni di carico sono state combinate allo SLU nel modo seguente.

Combinazioni SLU

*Combinazioni Stati Limite Ultimo*

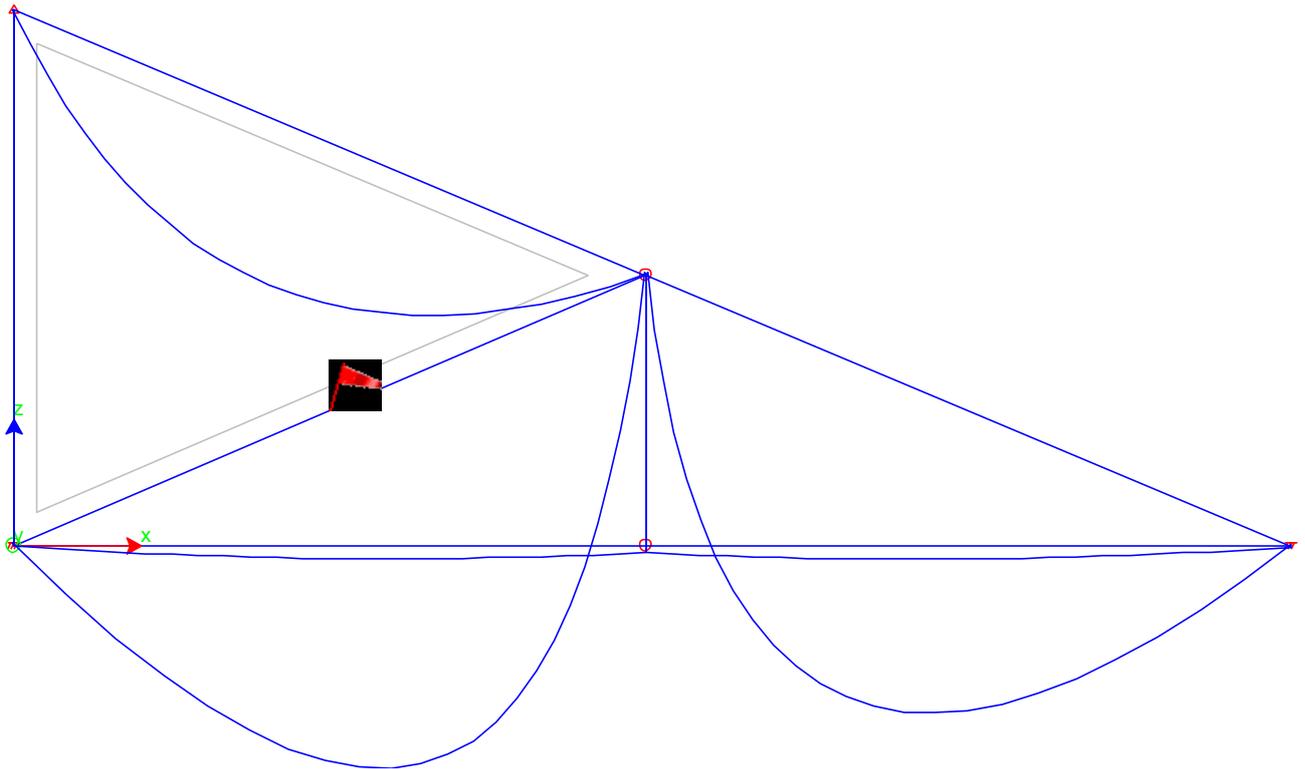
Numero di Combinazioni di carico: 1

	Commento	Peso proprio	Permanenti portati	Cond. 3Neve
1	1	1,3	1,3	1,5

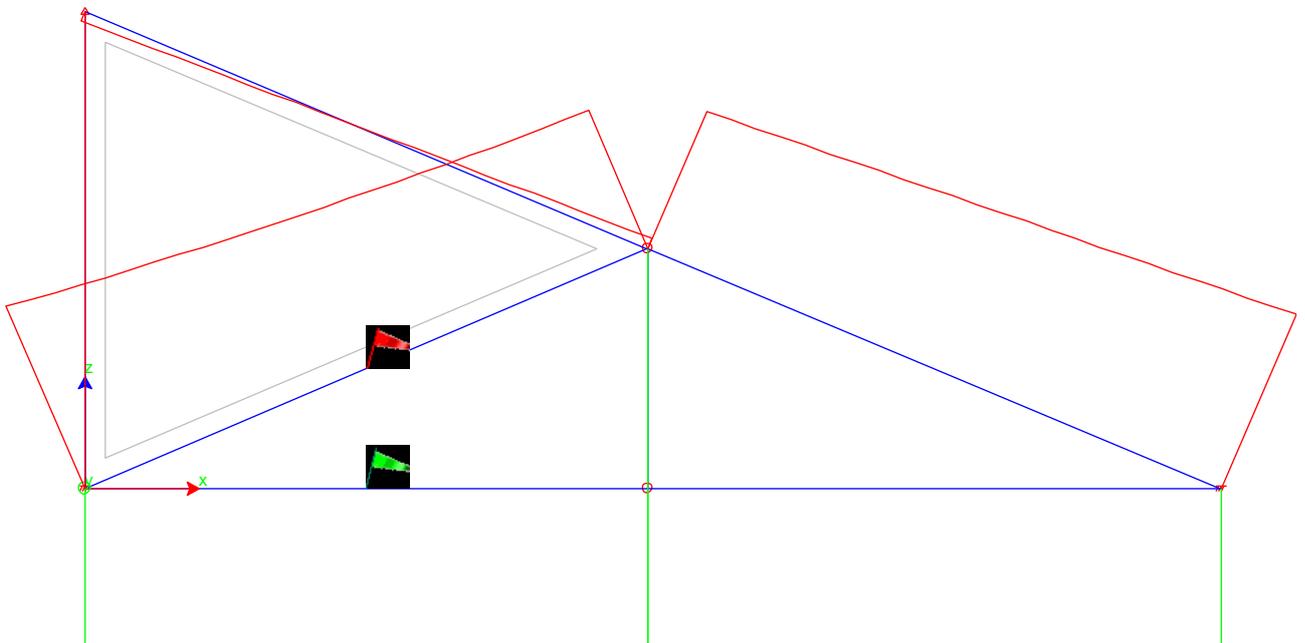
< Indietro   Avanti >   Annulla

Si riporta di seguito la rappresentazione delle caratteristiche di sollecitazione allo SLU delle capriate 16, 17 e 18::

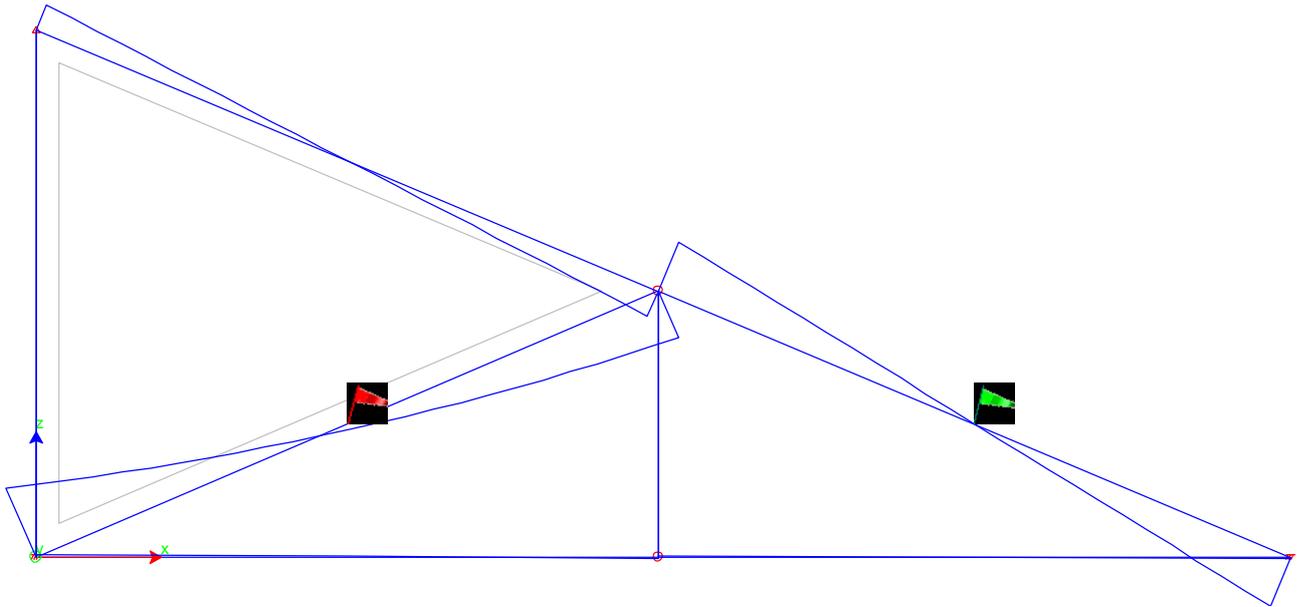
CAPRIATA n. 16



Capriata n. 16: grafico del momento  $M_y$

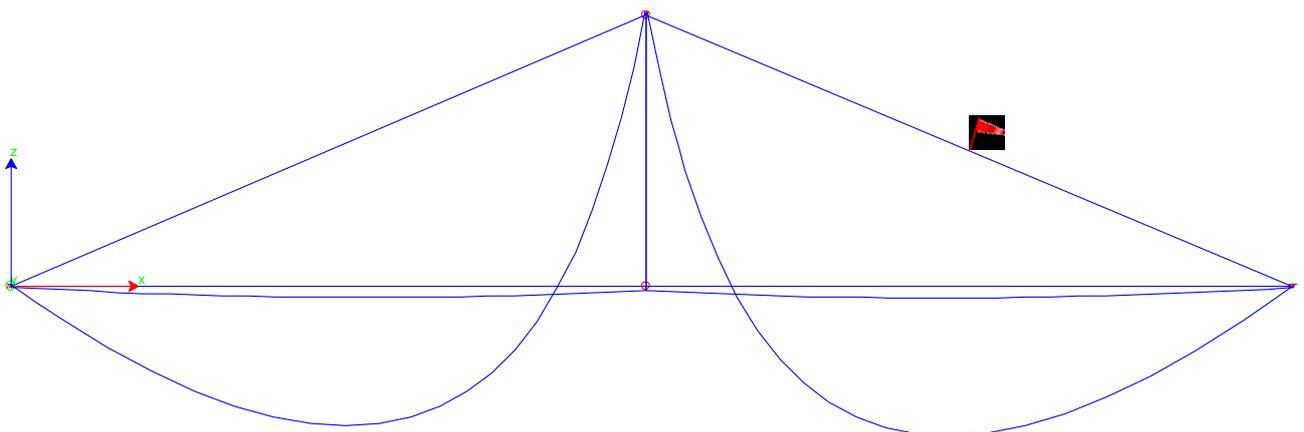


Capriata n. 16: grafico dello sforzo normale

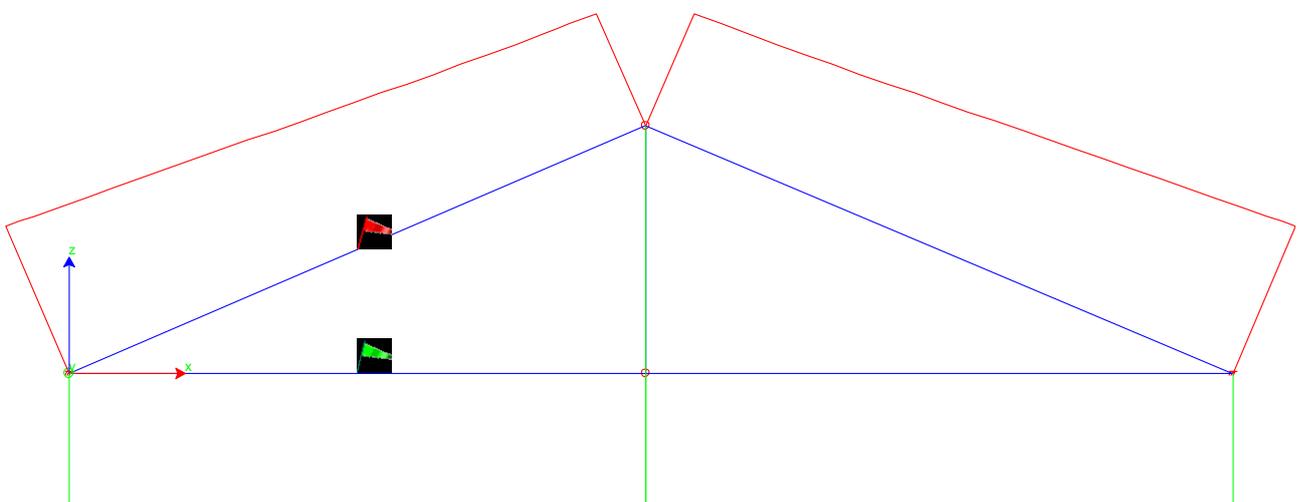


Capriata n. 16: grafico del taglio

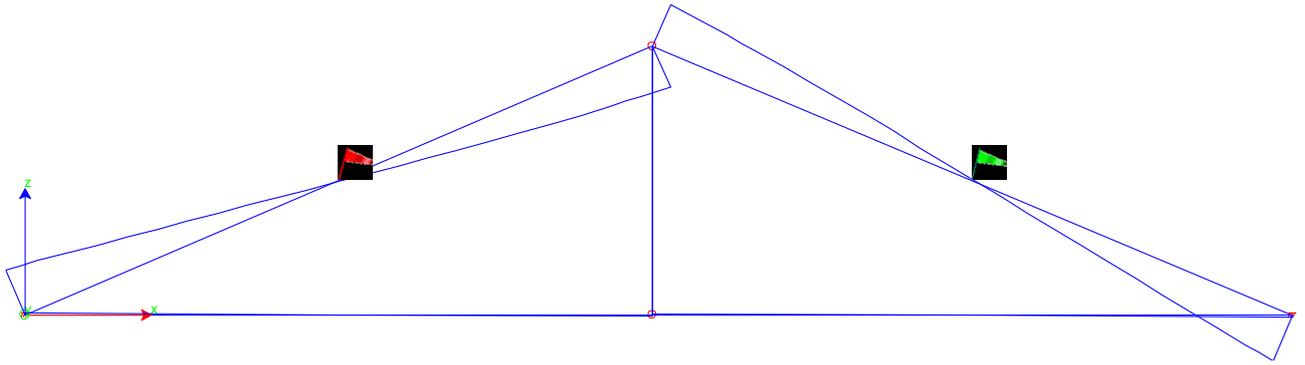
CAPRIATA n. 17



Capriata n. 17: grafico del momento  $M_y$

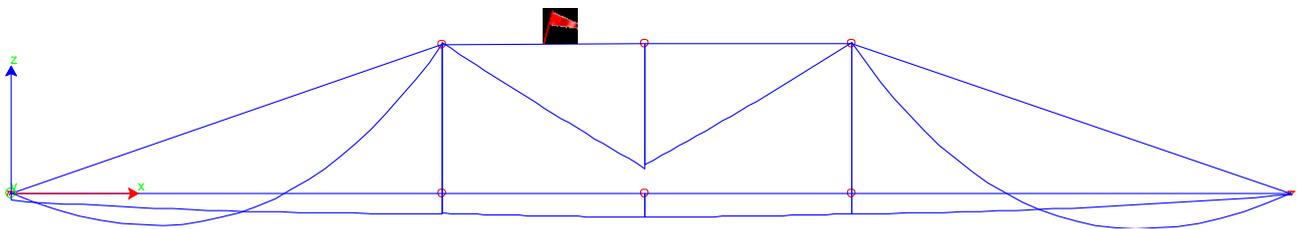


Capriata n. 17: grafico dello sforzo normale

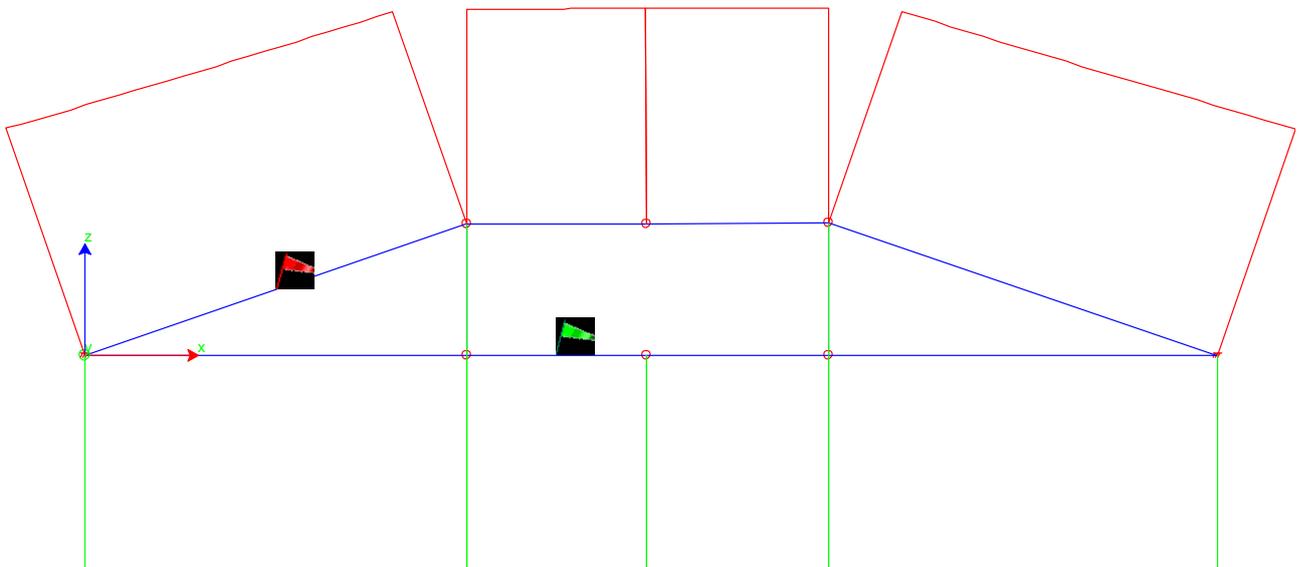


Capriata n. 17: grafico del taglio

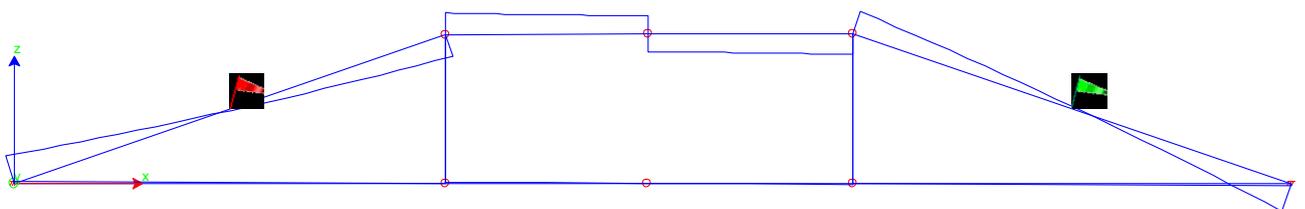
CAPRIATA n. 18



Capriata n. 18: grafico del momento  $M_y$



Capriata n. 18: grafico dello sforzo normale



Capriata n. 18: grafico del taglio

1.1.1.3. Verifiche di sicurezza

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza allo SLU delle membrature delle capriate n. 14-15-16 (si riportano le verifiche delle membrature più sollecitate), della capriata n. 17 e della capriata n. 18, assumendo per il legno i valori resistenti suggeriti dalla norma EN 338 per la categoria di legno massiccio C24.

		CONIFERA	
		C24	
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>			
Flessione	$f_{m,k}$		24
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$		14
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$		0,5
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$		21
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$		2,5
Taglio	$f_{v,k}$		2,5
<b>Proprietà di rigidezza in KN/mm<sup>2</sup></b>			
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$		11
Modulo di elasticità parallelo	$E_k$		7,4
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$		0,37
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$		0,69
<b>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></b>			
Massa volumica	$\rho_k$		350
Massa volumica media	$\rho_{mean}$		420

Dati comuni di calcolo:

Dati di calcolo

Categoria legno	C24
Classe di servizio	1
$\gamma_m$	1,5
Tipo di comb. dominante	media durata
$K_{mod}$	0,8

Parametri di calcolo

$\gamma_{g1}$	$\gamma_{g2}$	$\gamma_q$	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{1,1}$	$\Psi_{2,1}$	$k_{def}$
1,3	1,5	1,5	0,5	0,2	0	0,6

**TRAVETTI**

Dati geometrici

b	10	cm	larghezza terza
h	12	cm	altezza terza
i	40	cm	interasse terzere
L	200	cm	luce terzere
$\alpha$	16	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	120	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	1440	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	1000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	240	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	200	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	120	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	200	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al m<sup>2</sup>**

permanenti	neve
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1,34	1,20

**Carichi distribuiti al metro lineare**

P <sub>trave</sub>	P <sub>perm</sub>	P <sub>neve</sub>	P <sub>totSLU</sub>	P <sub>totSLE</sub>
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0,05	0,54	0,48	1,59	1,07

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0,00	1,59	0,79

**Reazione vincolare**

R
[kN]
1,59

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1,53	0,44	0,76	0,22

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione deviata**

σ <sub>m,y,d</sub>	σ <sub>m,z,d</sub>	k <sub>m</sub>	f <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,z,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
3,18	1,10	0,7	12,80	12,80

parametro di verifica
0,31

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,19

<

f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Pressioni di contatto**

$\sigma_{c,90,d}$	$k_{c,90,d}$	$f_{c,90,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,08	1,00	1,33

$\sigma_{c,90,d}$	$k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	
0,08	< 1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0,08	0,09	0,17

$f_{ist}$	L/250
[cm]	[cm]
0,17	< 0,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
0,12	0,09	0,22

$f_{fin}$	L/200
[cm]	[cm]
0,22	< 1,00

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATE N. 14-15-16**

**STATO DI PROGETTO - PUNTONI SUPERIORI**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza travetto
h	24	cm	altezza travetto
L	250	cm	luce travetto
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{TAGLIO}$	500	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$A_{CONT}$	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
7,53	17,85	20,07

**Reazione vincolare**

R
[kN]
8,00

Ty	Tz	My	Mz
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
17,85	0,00	20,07	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
10,45	12,80

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
10,45	12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{c,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,16	10,45	0,7	11,20	12,80

parametro di verifica
0,82

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$	$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,56	1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**STATO DI PROGETTO - PUNTONI INFERIORI**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza travetto
h	26	cm	altezza travetto
L	400	cm	luce travetto
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	520	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	29293	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	17333	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	2253	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1733	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	400	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
74,20	18,16	24,09

**Reazione vincolare**

R
[kN]
18,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
18,16	0,00	24,09	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
10,69	12,80

σ <sub>m,y,d</sub>	<	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
10,69		12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

σ <sub>c,d</sub>	σ <sub>m,y,d</sub>	k <sub>m</sub>	f <sub>c,0,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,43	10,69	0,7	11,20	12,80

parametro di verifica
0,85

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,52	1,33

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATA - STATO DI PROGETTO CATENA**

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza catena
h	26	cm	altezza catena
L	940	cm	luce catena
$\alpha$	21	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	520	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	29293	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	17333	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	2253	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1733	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
58,16	0,49	0,49

**Reazione vincolare capriata**

R
[kN]
53,31

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Tensoflessione**

$\sigma_{t,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	k <sub>m</sub>	f <sub>t,0,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,12	0,28	0,7	7,47	12,80

parametro di verifica
0,04

<

1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,01

<

f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
2,08

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATA N. 17**

**STATO DI PROGETTO - PUNTONI**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza trave
h	24	cm	altezza trave
L	250	cm	luce trave
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	500	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
58,13	16,61	19,14

**Reazione vincolare**

R
[kN]
8,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
16,61	0,00	19,14	0,00

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
9,97	12,80

σ <sub>m,y,d</sub>	<	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
9,97		12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

σ <sub>c,d</sub>	σ <sub>m,y,d</sub>	k <sub>m</sub>	f <sub>c,0,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,21	9,97	0,7	11,20	12,80

parametro di verifica
0,79

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,52	1,33

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATA - STATO DI PROGETTO CATENA**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza catena
h	24	cm	altezza catena
L	940	cm	luce catena
α	21	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
48,59	0,49	0,49

**Reazione vincolare capriata**

R
[kN]
38,58

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Tensoflessione**

$\sigma_{t,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{t,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,01	0,31	0,7	7,47	12,80

parametro di verifica
0,04

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,02

<

$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
2,08

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATA N. 18**

**STATO DI PROGETTO - PUNTONI**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza
h	24	cm	altezza
L	300	cm	luce
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
86,01	9,30	6,09

**Reazione vincolare**

R
[kN]
8,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
9,30	0,00	6,09	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
3,17	12,80

σ <sub>m,y,d</sub>	<	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
3,17		12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressoflessione**

σ <sub>c,d</sub>	σ <sub>m,y,d</sub>	k <sub>m</sub>	f <sub>c,0,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,79	3,17	0,7	11,20	12,80

parametro di verifica
0,27

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,29	1,33

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**CAPRIATA - STATO DI PROGETTO CATENA**

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza catena
h	24	cm	altezza catena
L	447	cm	luce catena
$\alpha$	21	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
76,45	0,49	1,48

**Reazione vincolare capriata**

R
[kN]
37,53

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Tensoflessione**

$\sigma_{t,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	k <sub>m</sub>	f <sub>t,0,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1,59	0,93	0,7	7,47	12,80

parametro di verifica
0,12

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,02

<

f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
2,08

**VERIFICA SODDISFATTA**

**STATO DI PROGETTO - CONTROCATENA**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza
h	24	cm	altezza
L	260	cm	luce
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
76,83	6,86	7,86

**Reazione vincolare**

R
[kN]
8,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
6,86	0,00	7,86	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
4,09	12,80

σ <sub>m,y,d</sub>	<	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
4,09		12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	<	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
0,21		1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**TRAVI INCLINATE DI DISPLUVIO**

**STATO DI PROGETTO - TRAVI INCLINATE**

**Dati geometrici**

b	20	cm	larghezza trave
h	24	cm	altezza trave
L	320	cm	luce trave
α	22	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	480	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	23040	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	16000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	1920	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	1600	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	500	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	400	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0,00	13,62	9,12

**Reazione vincolare**

R
[kN]
90,00

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
13,62	0,00	9,12	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
4,75	12,80

σ <sub>m,y,d</sub>	<	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
4,75		12,80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	<	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
0,43		1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**1.1.2. Copertura campanile**

**1.1.2.1. Descrizione interventi**

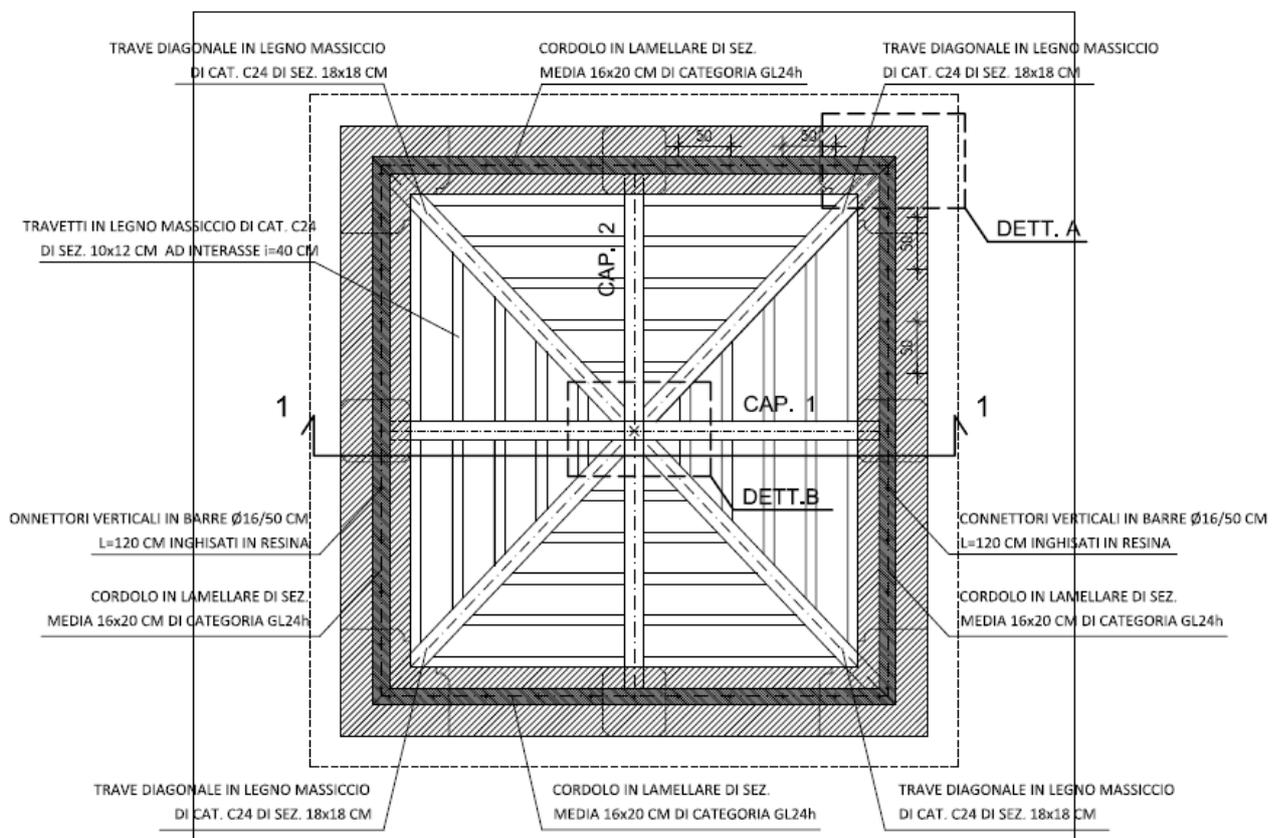
Si prevede:

- posa in opera di n. 2 capriate in legno massiccio di cat. C24 (puntoni e catena di sez. 18x18 cm e monaco di sez. 18x18 cm);
- posa in opera di diagonali in legno massiccio di cat. C24 di sez. 18x18 cm;

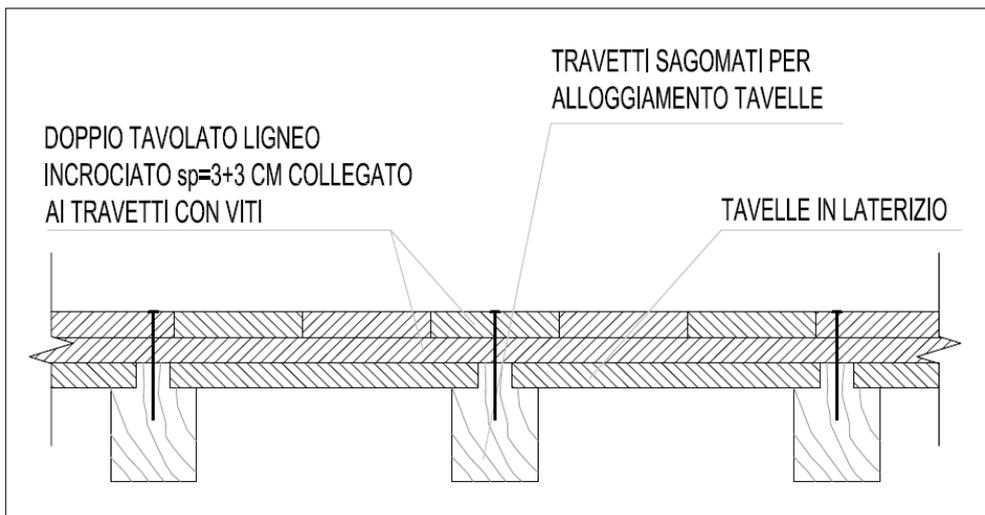
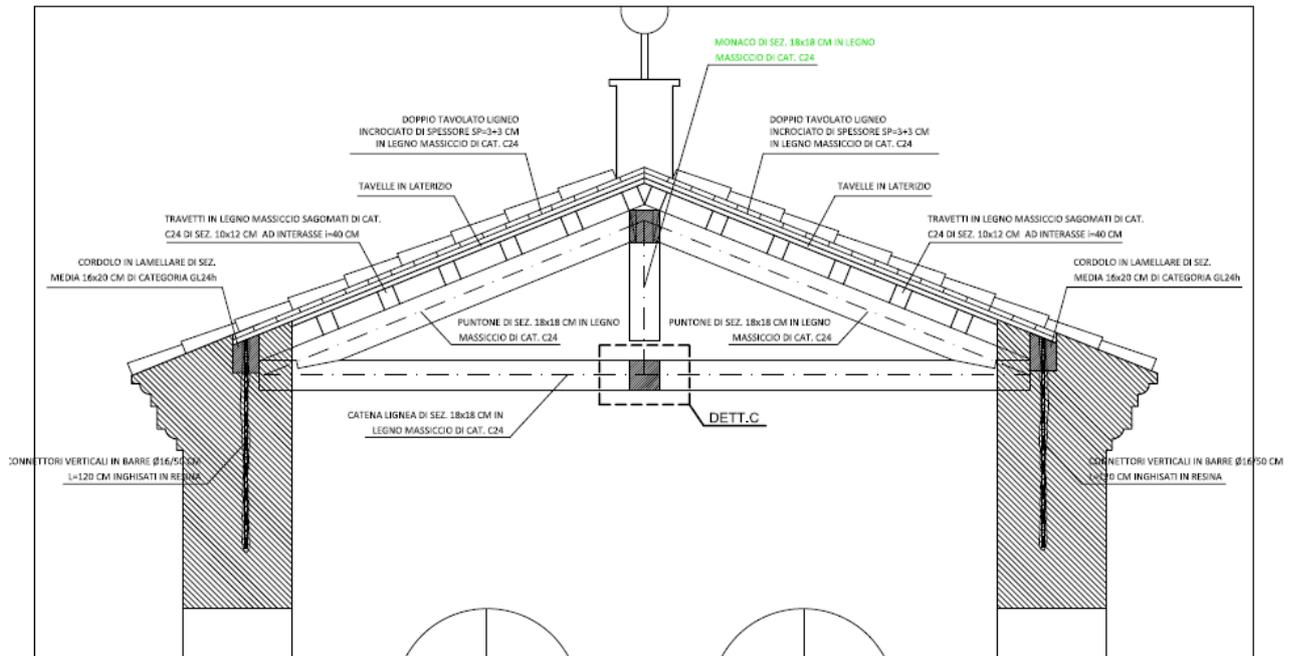
**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

- posa in opera di travetti sagomati in legno massiccio di cat. C24 di sez. 10x12 cm ad interasse  $i=40$  cm;
- posa in opera di cordolo perimetrale a sezione trapezoidale in legno lamellare di cat. GL24h, di sezione media 16x20 cm;
- collegamento del cordolo in lamellare con le pareti in muratura sottostanti mediante connettori in barre verticali  $\varnothing 16/50$  cm di lunghezza  $L=120$  cm inghisate in resina;
- posa di doppio tavolato ligneo incrociato in legno massiccio di cat. C24 di spessore 3+3 cm sopra le tavelle e collegamento dello stesso ai travetti lignei (con due chiodi  $\varnothing 5$  mm/tavola) e al cordolo perimetrale in legno lamellare con doppia fila di chiodi  $\varnothing 5/5$  cm ;

NUOVA COPERURA CAMPANILE  
STATO DI PROGETTO - PIANTA - SCALA 1:50

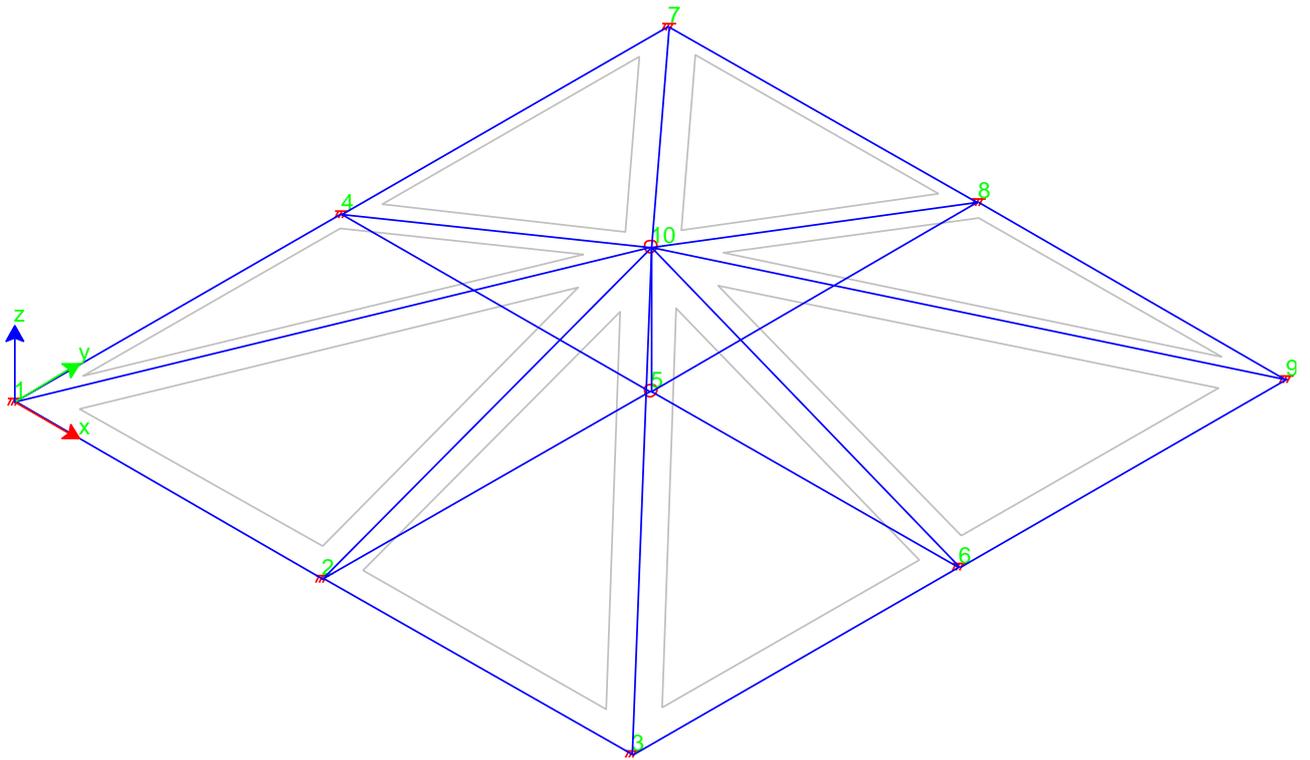


NUOVA COPERURA CAMPANILE  
STATO DI PROGETTO -SEZ- 1-1 - CAP. 1 - CAP. 2 - SCALA 1:50

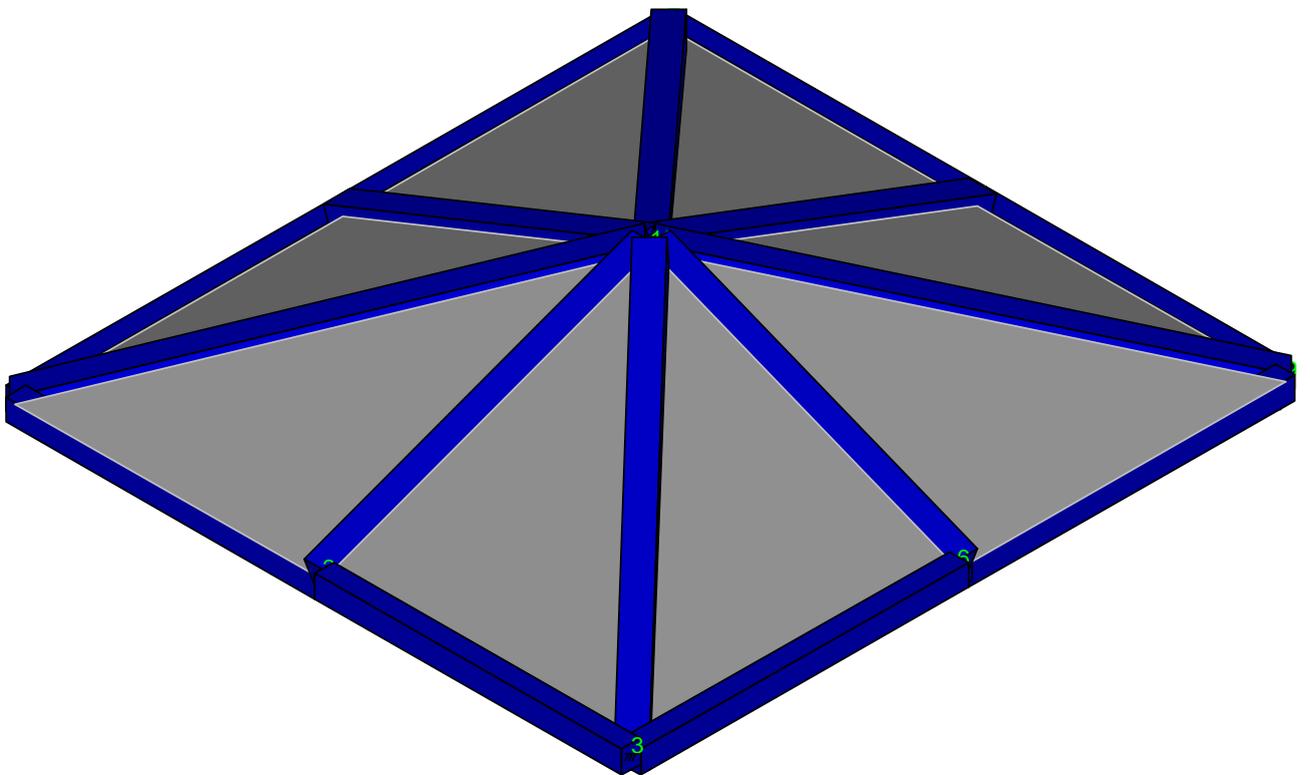


### 1.1.2.2. Modellazione

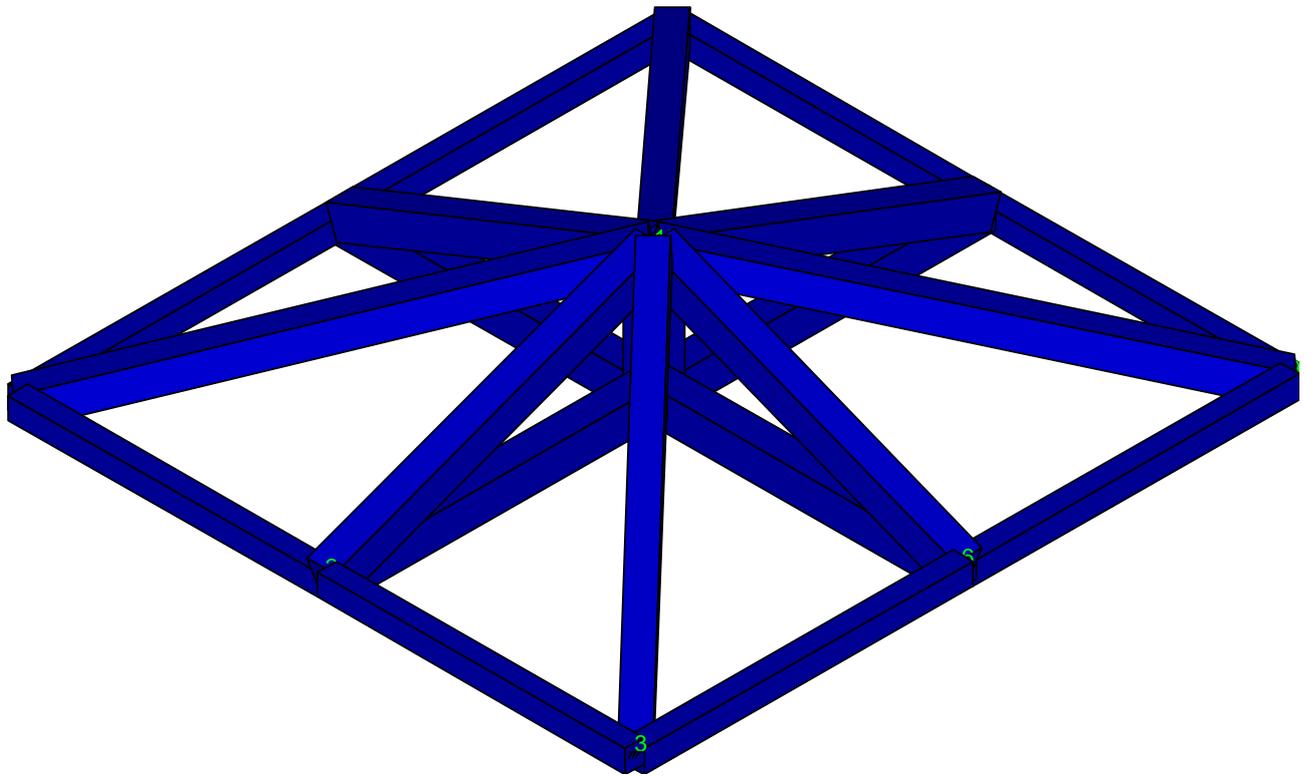
È stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi della copertura del campanile, sono state modellate direttamente le capriate e le travi diagonali. Le membrature lignee sono state modellate con elementi beam incernierati alle estremità. Mediante tale modello sono state valutate le caratteristiche di sollecitazioni massime per le verifiche di sicurezza sulle membrature di progetto della copertura del campanile, in legno massiccio di categoria C24.



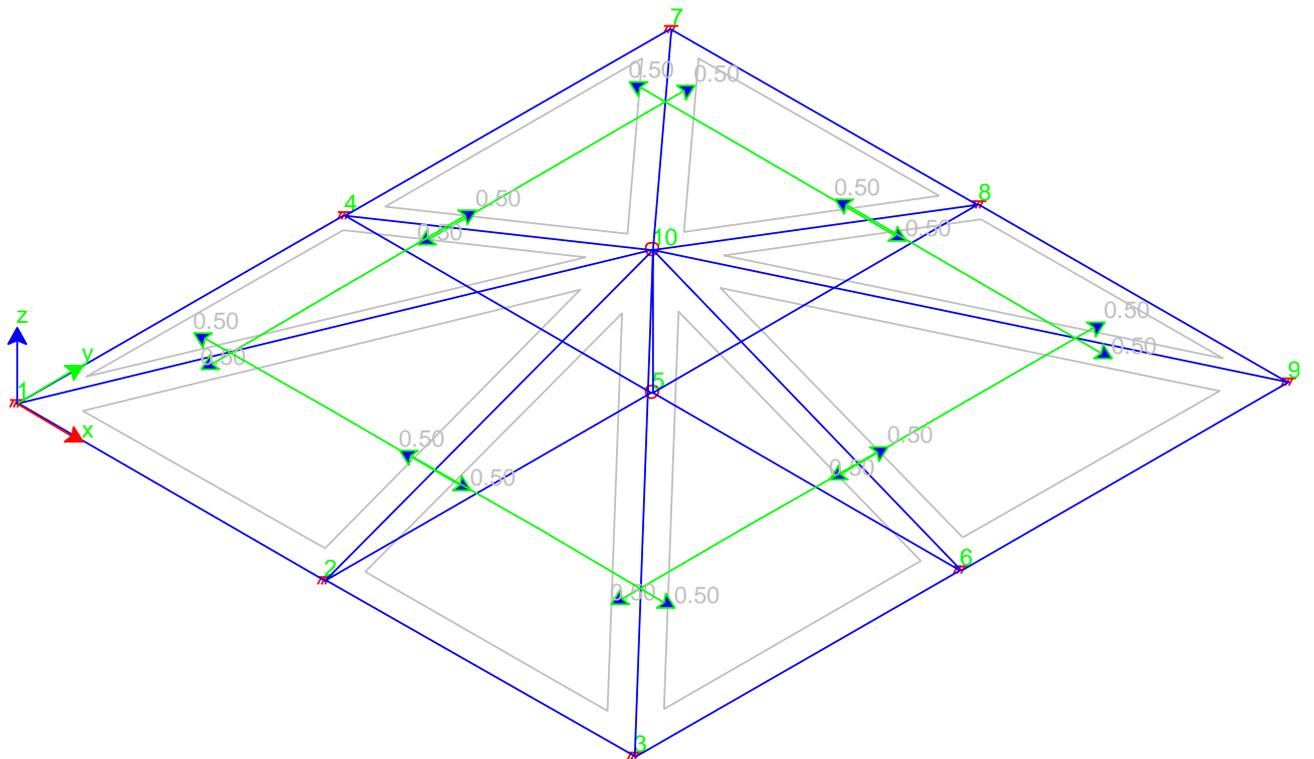
Modello: vista 3D



Modello 3D: vista solida



Modello 3D: vista solida



Modello 3D: coefficienti di ripartizione delle aree di carico

I carichi in copertura sono stati assegnati in automatico dal software per quanto riguarda il peso proprio delle membrature delle capriate, mentre i permanenti portati sono stati assegnati mediante elementi area di carico, con i carichi ricavati dall'analisi dei carichi seguente:

Copertura

Carichi permanenti portati:

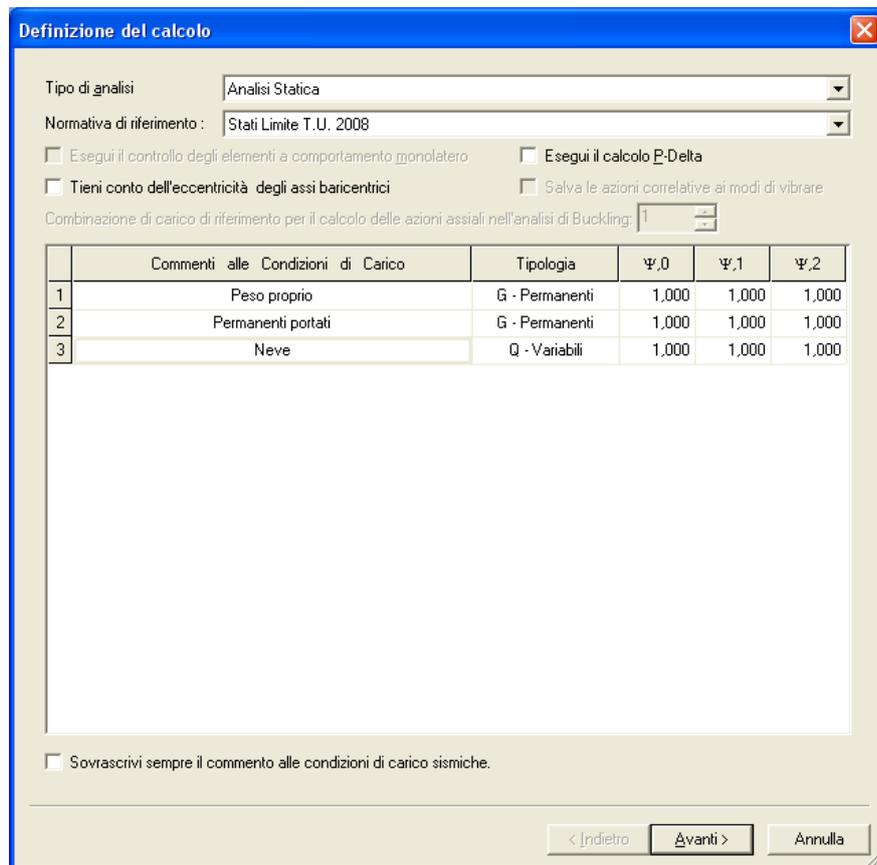
Manto in coppi doppi	80 DaN/m <sup>2</sup>
Tavelle in laterizio (sp=3 cm)	54 DaN/m <sup>2</sup>
Doppio tavolato ligneo	36 DaN/m <sup>2</sup>
Travetti lignei	<u>18 DaN/m<sup>2</sup></u>
<b>TOTALE:</b>	<b>G= 188 DaN/m<sup>2</sup></b>

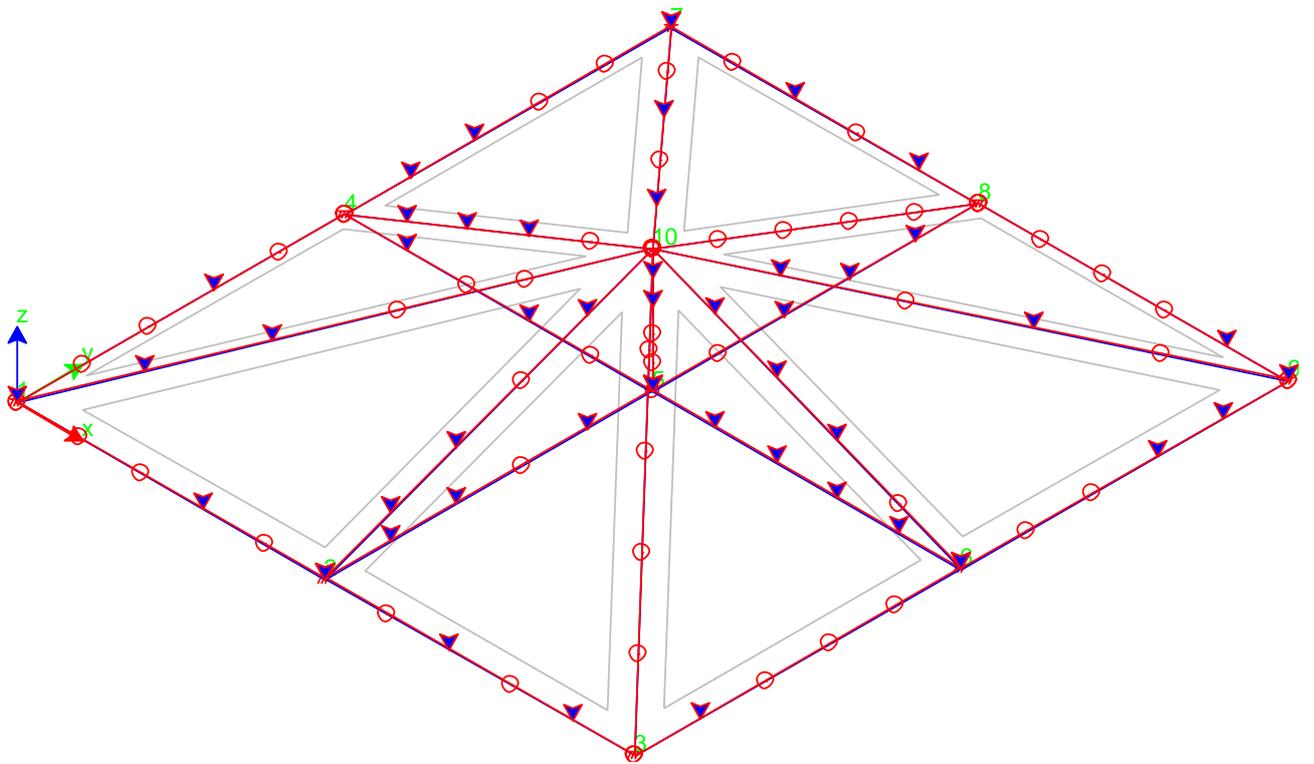
Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

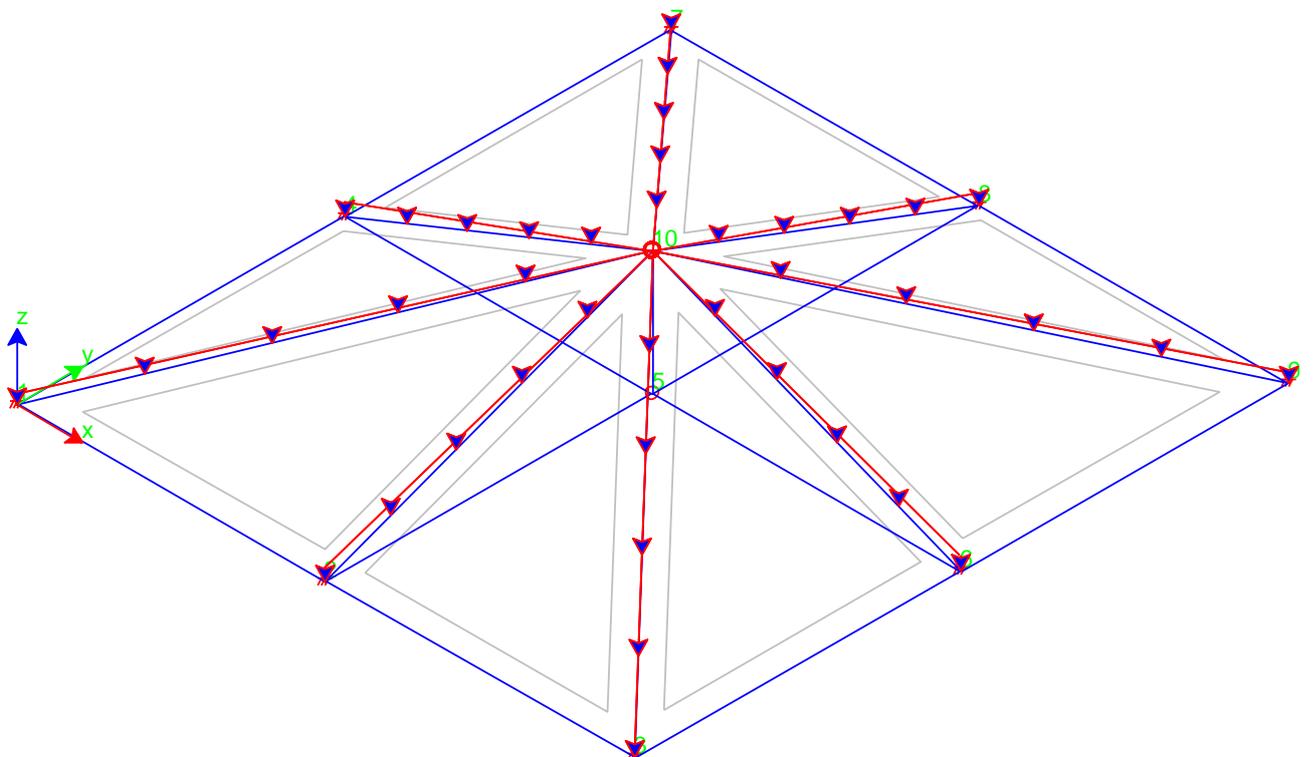
Q=120 DaN/m<sup>2</sup>

Sono state prese in considerazione le seguenti tre condizioni di carico:

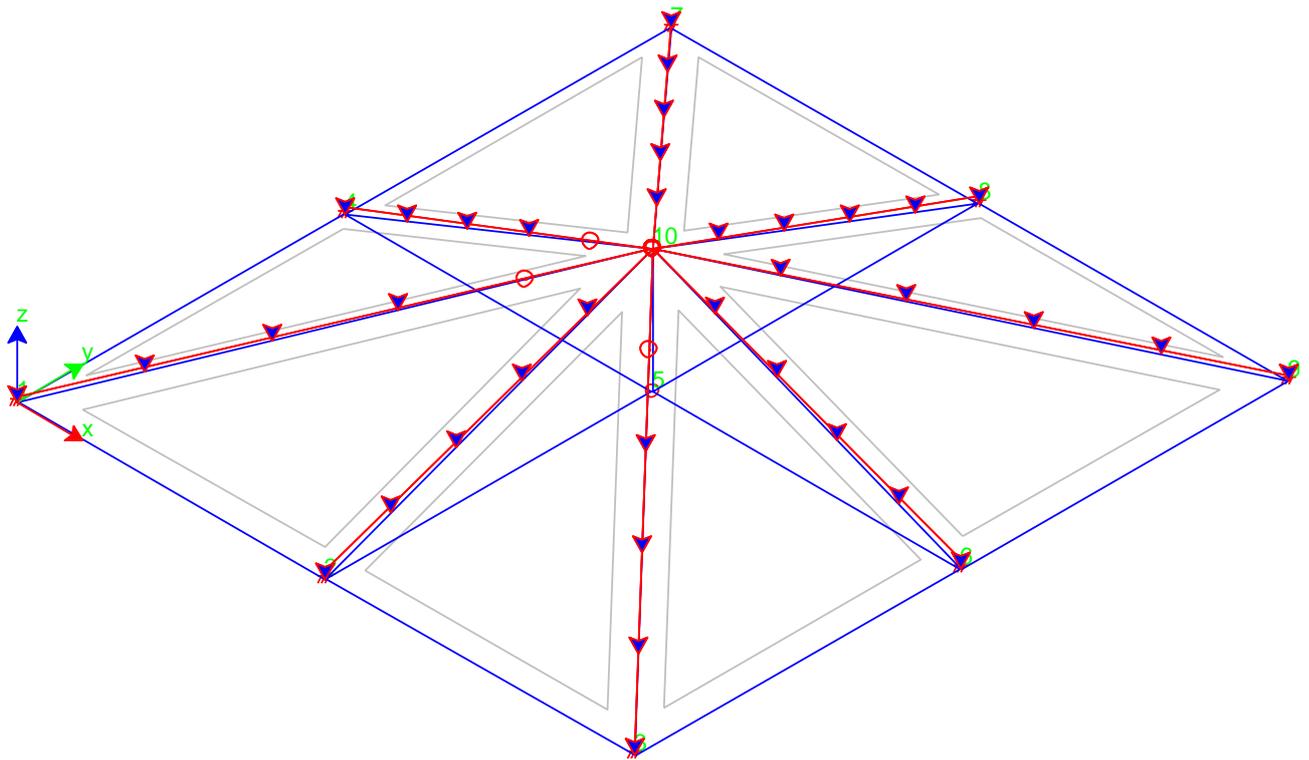




Condizione di carico 1: peso proprio



Condizione di carico 2: permanenti portati



### Condizione di carico 3: carico neve

Le precedenti condizioni di carico sono state combinate allo SLU nel modo seguente.

Combinazioni SLU

*Combinazioni Stati Limite Ultimo*

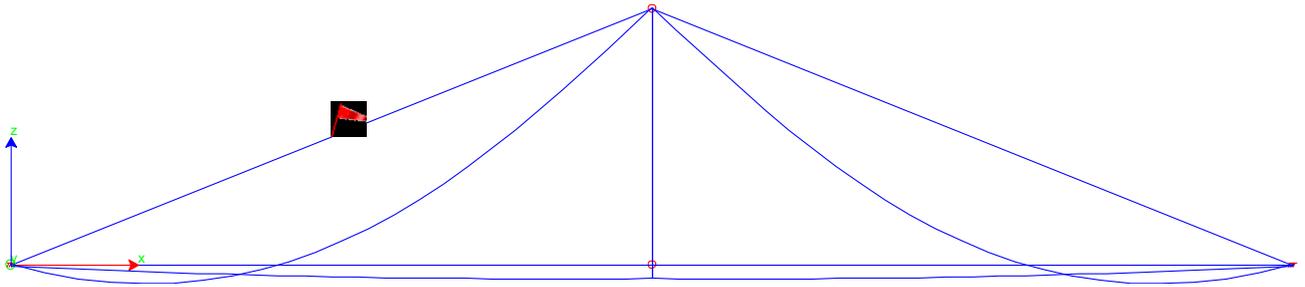
Numero di Combinazioni di carico: 1

	Commento	Peso proprio	Permanenti portati	Cond. 3Neve
1	1	1,3	1,3	1,5

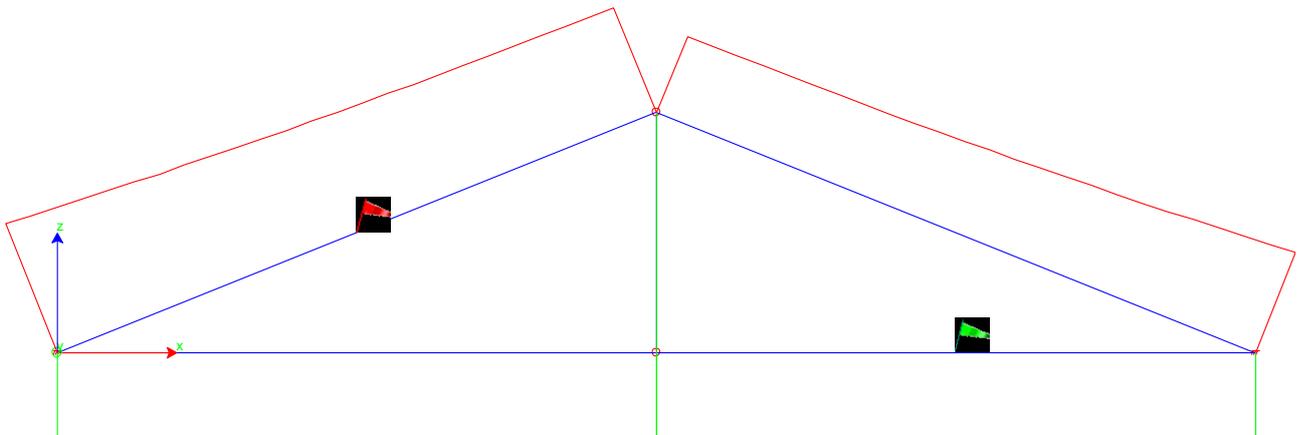
< Indietro   Avanti >   Annulla

Si riporta di seguito la rappresentazione delle caratteristiche di sollecitazione allo SLU delle capriate e delle diagonali::

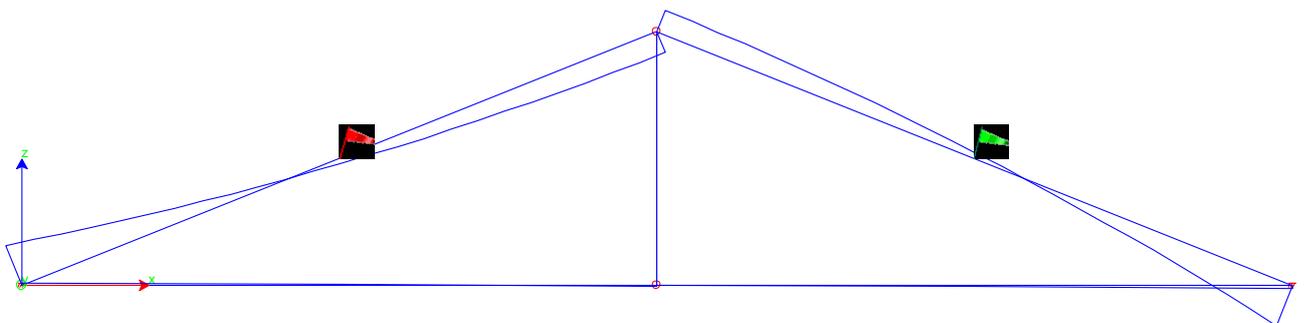
CAPRIATE



Capriata : grafico del momento  $M_y$

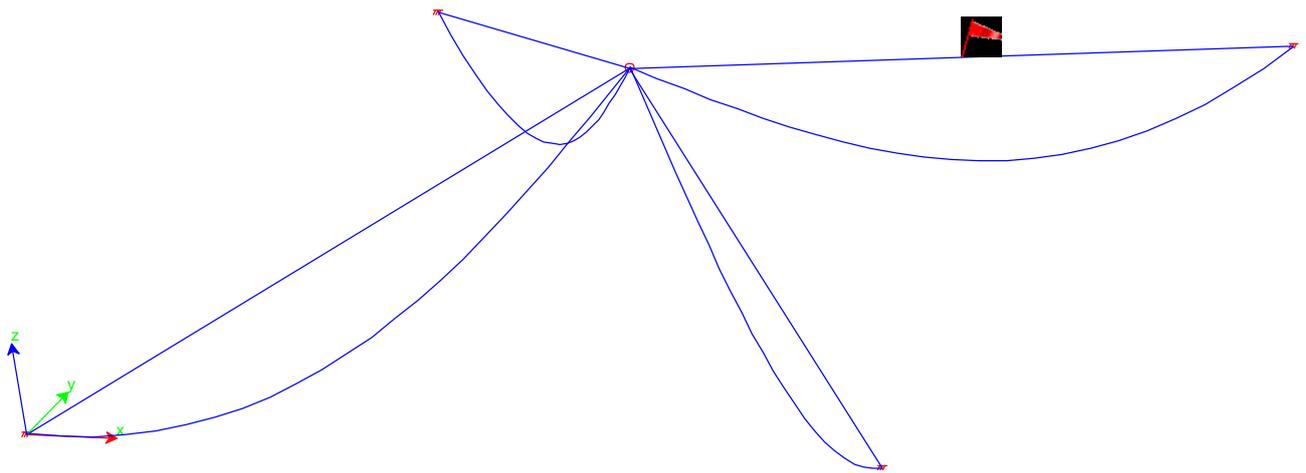


Capriata: grafico dello sforzo normale

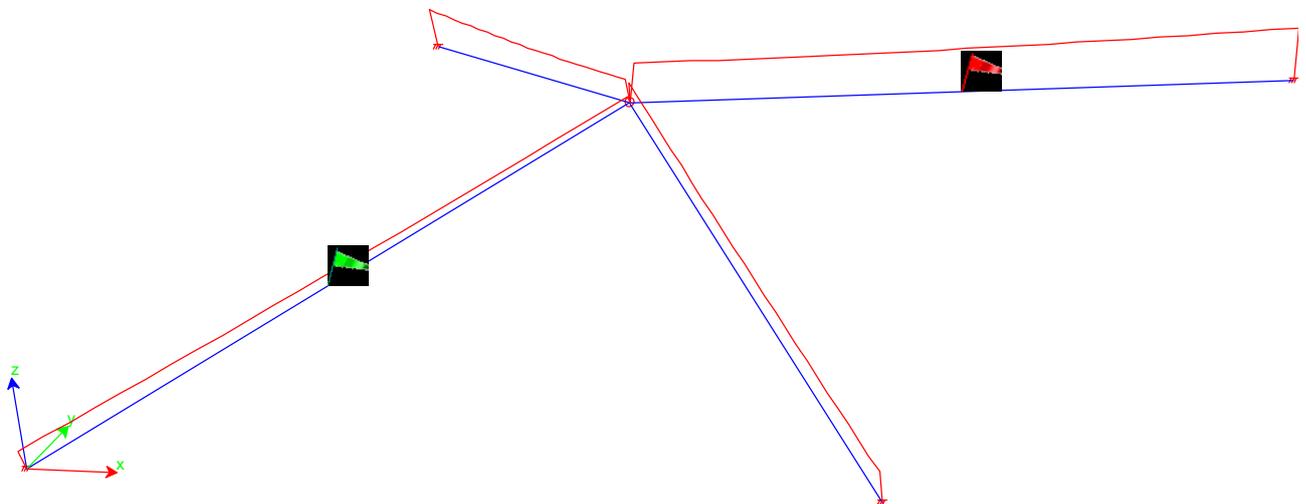


Capriata: grafico del taglio

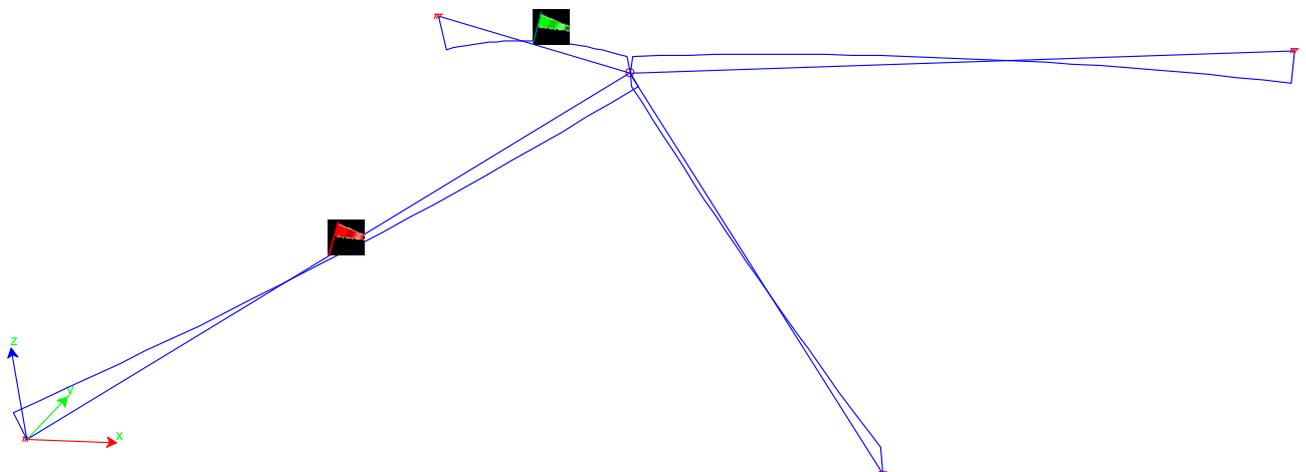
DIAGONALI



Diagonali : grafico del momento  $M_y$



Diagonali : grafico dello sforzo normale



Diagonali : grafico del taglio

## 1.1.2.3. Verifiche di sicurezza

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza allo SLU delle membrature delle capriate, dei diagonali di displuvio e dei travetti, assumendo per il legno i valori resistenti suggeriti dalla norma EN 338 per la categoria di legno massiccio C24.

		CONIFERA	
		C24	
Proprietà di resistenza in N/mm <sup>2</sup>			
Flessione	$f_{m,k}$		24
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$		14
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$		0,5
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$		21
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$		2,5
Taglio	$f_{v,k}$		2,5
Proprietà di rigidezza in KN/mm <sup>2</sup>			
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$		11
Modulo di elasticità parallelo	$E_k$		7,4
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$		0,37
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$		0,69
Massa volumica in kg/m <sup>3</sup>			
Massa volumica	$\rho_k$		350
Massa volumica media	$\rho_{mean}$		420

Dati comuni di calcolo:

## Dati di calcolo

Categoria legno	C24
Classe di servizio	1
$\gamma_m$	1,5
Tipo di comb. dominante	media durata
$K_{mod}$	0,8

## Parametri di calcolo

$\gamma_{g1}$	$\gamma_{g2}$	$\gamma_q$	$\Psi_{0,1}$	$\Psi_{1,1}$	$\Psi_{2,1}$	$k_{def}$
1,3	1,5	1,5	0,5	0,2	0	0,6

**TRAVETTI**

## Dati geometrici

b	10	cm	larghezza travetto
h	12	cm	altezza travetto
i	40	cm	interasse travetti
L	200	cm	lucetravetti
$\alpha$	16	°	inclinazione falda

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	120	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	1440	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	1000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	240	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	200	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	120	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	200	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al m<sup>2</sup>**

permanenti	neve
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
1,75	1,20

**Carichi distribuiti al metro lineare**

P <sub>trave</sub>	P <sub>perm</sub>	P <sub>neve</sub>	P <sub>totSLU</sub>	P <sub>totSLE</sub>
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0,05	0,70	0,48	1,84	1,23

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0,00	1,84	0,92

**Reazione vincolare**

R
[kN]
1,84

T <sub>y</sub>	T <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1,76	0,51	0,88	0,25

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione deviata**

σ <sub>m,y,d</sub>	σ <sub>m,z,d</sub>	k <sub>m</sub>	f <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,z,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
3,68	1,26	0,7	12,80	12,80

parametro di verifica
0,36

< 1

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,22

<

f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]
1,33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0,10	0,09	0,19

$f_{ist}$	$L/250$
[cm]	[cm]
0,19	0,80

VERIFICA SODDISFATTA

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
0,16	0,09	0,25

$f_{fin}$	$L/200$
[cm]	[cm]
0,25	1,00

VERIFICA SODDISFATTA

**STATO DI PROGETTO - PUNTONI**

**Dati geometrici**

b	18	cm	larghezza
h	18	cm	altezza
L	250	cm	luce
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	324	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{TAGLIO}$	300	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$A_{CONT}$	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
25,99	7,64	3,77

**Reazione vincolare**

R
[kN]
8,00

$T_y$	$T_z$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
7,64	0,00	3,77	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
3,88	12,80

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
3,88	12,80

VERIFICA SODDISFATTA

**Pressoflessione**

$\sigma_{c,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{c,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,80	3,88	0,7	11,20	12,80

parametro di verifica
0,31

< 1

VERIFICA SODDISFATTA

**Taglio**

$\tau_d$	$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,35	1,33

VERIFICA SODDISFATTA

**CAPRIATA - STATO DI PROGETTO CATENA**

**Dati geometrici**

b	18	cm	larghezza catena
h	18	cm	altezza catena
L	447	cm	luce catena
$\alpha$	21	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	324	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{CONT}$	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
15,82	0,49	0,49

**Reazione vincolare capriata**

R
[kN]
17,29

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Tensoflessione**

$\sigma_{t,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$k_m$	$f_{t,0,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0,49	0,50	0,7	7,47	12,80

parametro di verifica				
0,04	<	1		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**Taglio**

$\tau_d$		$f_{v,d}$		
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]		
0,02	<	2,08		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**STATO DI PROGETTO - TRAVI DIAGONALI**

**Dati geometrici**

b	18	cm	larghezza
h	18	cm	altezza
L	338	cm	luce
$\alpha$	22	°	inclinazione falda

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	324	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	8748	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	972	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{TAGLIO}$	200	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$A_{CONT}$	300	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

**Reazione vincolare**

N	T	M	R
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
13,24	8,00	5,23	8,00

$T_y$	$T_z$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
8,00	0,00	5,23	0,00

**Verifiche di resistenza - SLU****Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
5,38	12,80

$\sigma_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
5,38

&lt;

$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
12,80

**VERIFICA SODDISFATTA****Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0,37

&lt;

$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
1,33

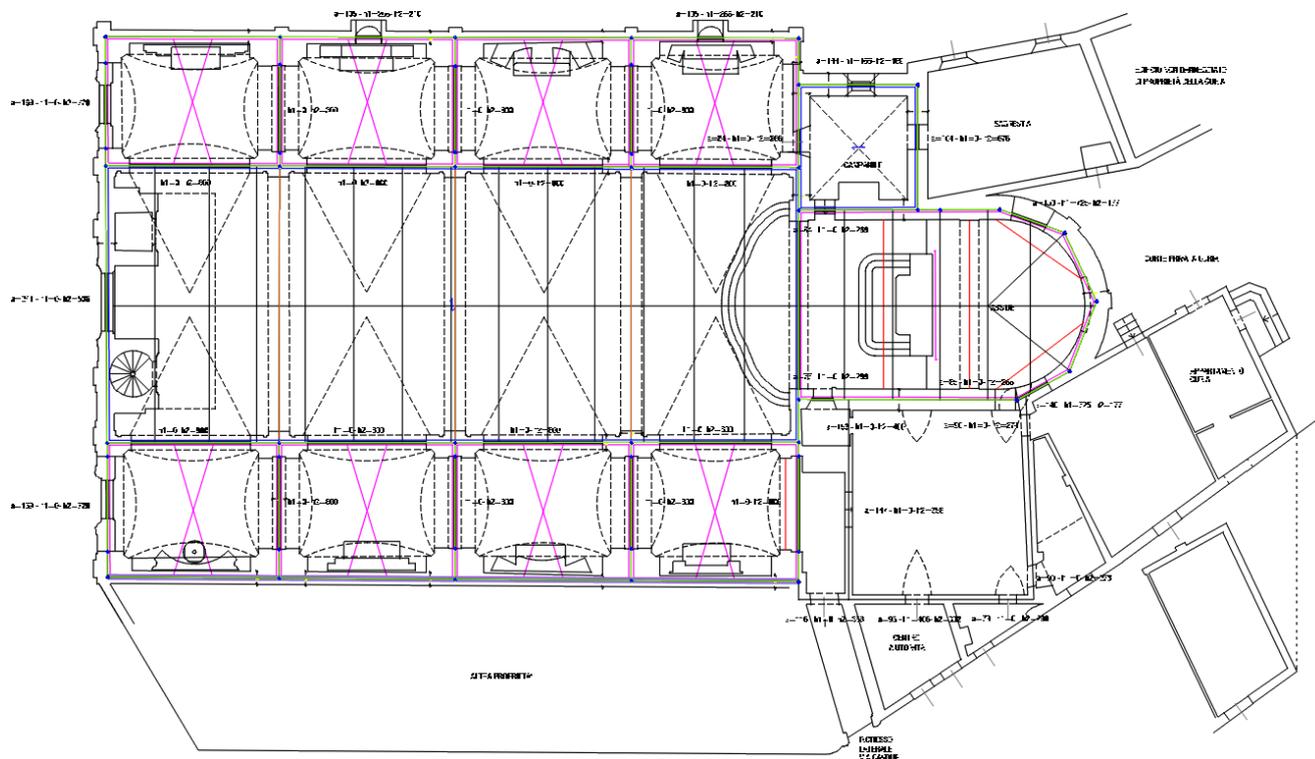
**VERIFICA SODDISFATTA****1.2. ANALISI SISMICA GLOBALE**

È stato realizzato, mediante il software Tremuri di Stadata, un ulteriore modello globale della chiesa, in cui viene tenuto conto in modo esplicito della presenza del campanile e dell'edificio in adiacenza alla navata laterale destra. Tale modello non sostituisce quello presentato nella relazione di calcolo, ma lo integra: data la convenzionalità del calcolo e la difficoltà di cogliere in modo compiuto il comportamento effettivo di una struttura così stratificata, si può affermare che i due modelli realizzati rappresentano i possibili estremi di comportamento effettivo della chiesa, che pertanto si situa tra di essi. Il campanile è stato modellato direttamente con le sue effettive caratteristiche geometriche e pertanto sono state modellate nella loro posizione ed entità effettiva le masse dovute alle pareti e agli impalcati del campanile, così come si è tenuto in conto anche delle rigidezze delle pareti del campanile e del loro contributo resistente. L'interazione con l'edificio adiacente è stata tenuta in conto introducendo un carico lineare alla sommità della parete di estremità della navata laterale, in modo da simulare una quota parte della massa del muro dell'edificio adiacente che vi insiste direttamente (si è considerato il 50% della massa della parete, ovvero un carico uniforme di 1000 DaN/m, considerando che le masse sismiche di tale parete si scarichino in modo uguale tra chiesa ed edificio adiacente). Il modello realizzato riprende poi tutte le caratteristiche del modello già presentato in relazione di calcolo, cui si rimanda per una descrizione più completa.

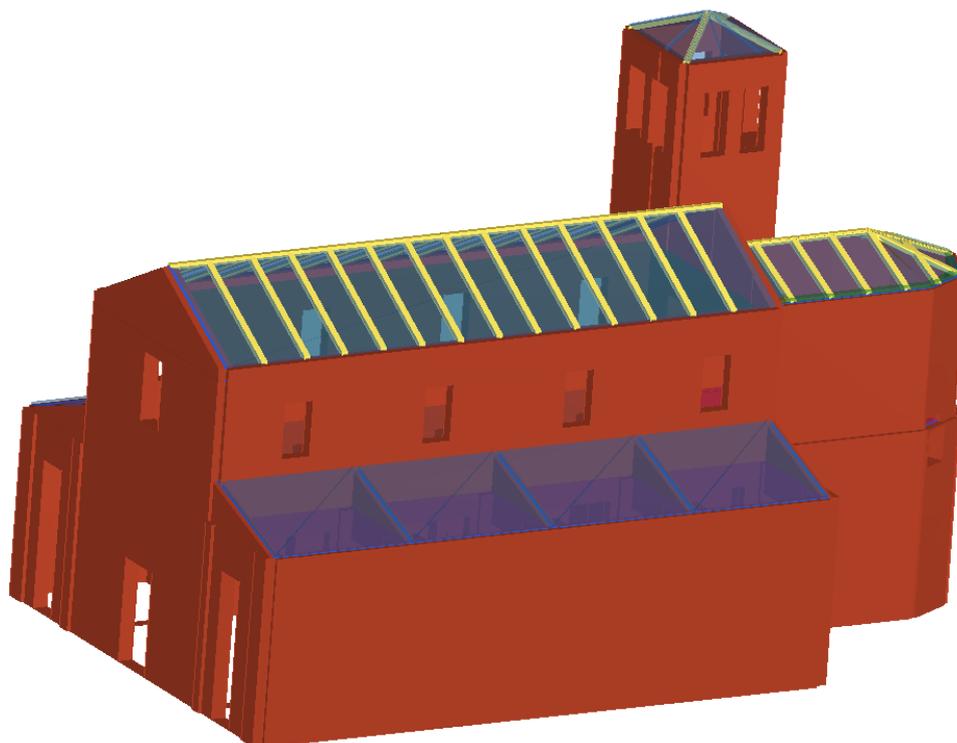
Sul modello sono state condotte 24 analisi pushover, in conformità a quanto riportato in normativa D.M. 14.01.2008. Si riportano di seguito i principali risultati.

**1.2.1. Modello**

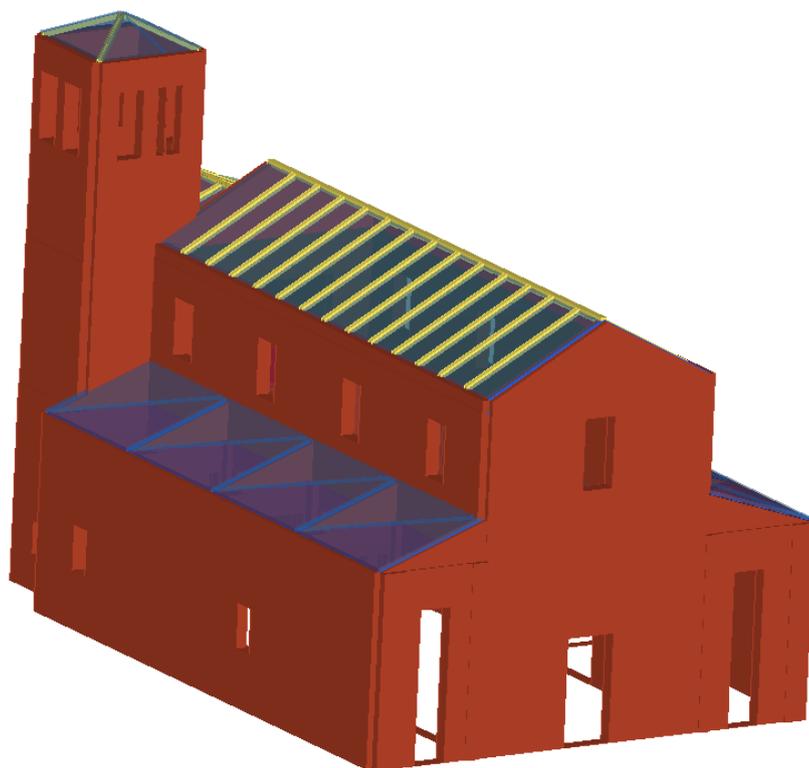
Si riportano di seguito le immagini più significative del modello realizzato.



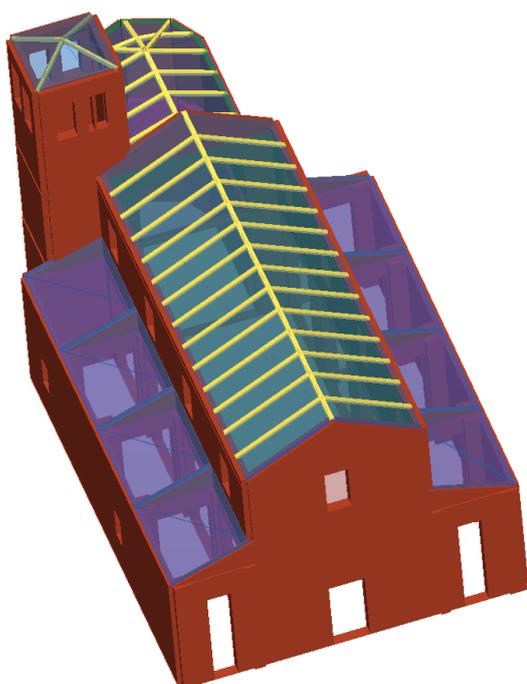
Vista in pianta del modello (si osserva il carico lineare in sommità alla parete della navata laterale)



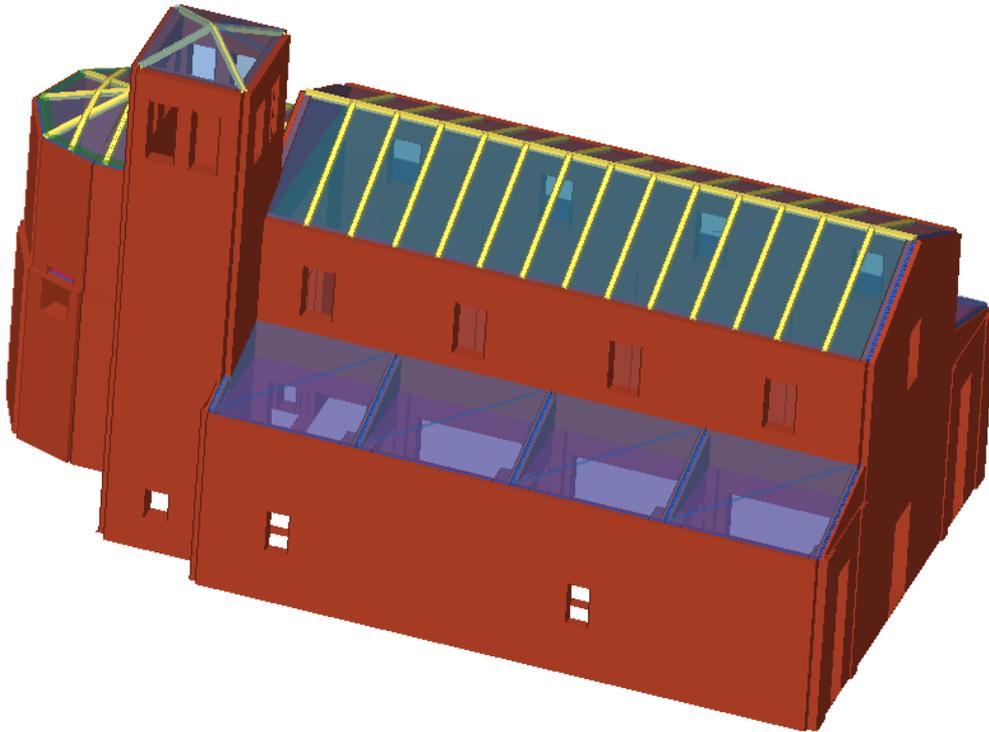
Vista 3D del modello



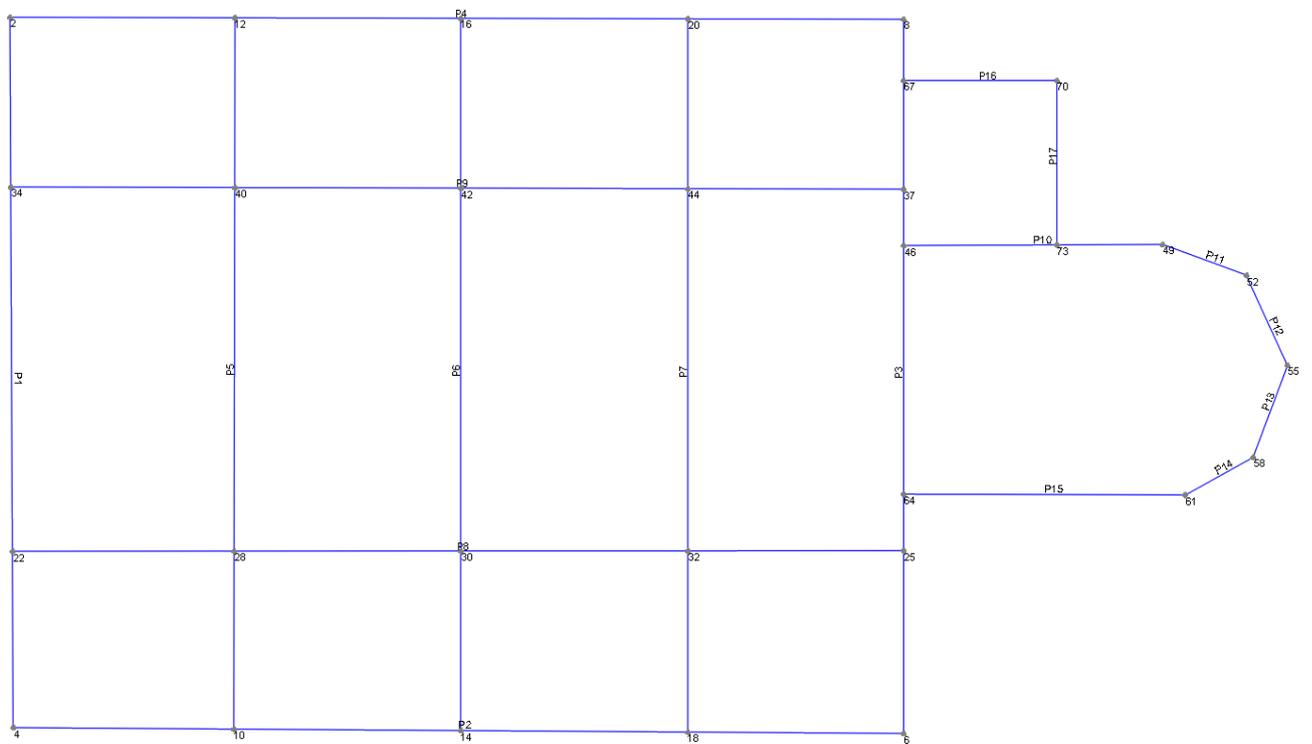
Vista 3D del modello



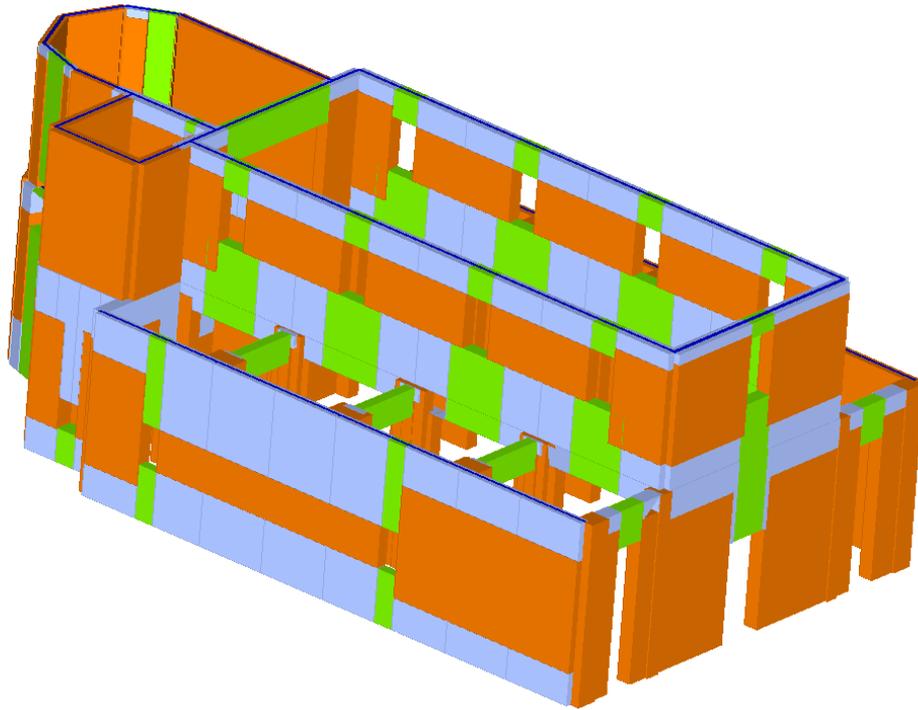
Vista 3D del modello



Vista 3D del modello



Individuazione in pianta delle pareti del modello



**Vista 3D: discretizzazione in macroelementi**



**Vista 3D: sezione trasversale modello in corrispondenza campanile**

## 1.2.2. Principali risultati

Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti.

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

$D_{\max}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

$D_u$ : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

$q^*$ : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

$D_{\max}^{SLD}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

$D_d$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

$D_{\max}^{SLO}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

$D_o$ : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004:

Questa normativa prescrive il calcolo degli indicatori di rischio.

Il parametro  $(\alpha)_u$  e' considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro  $(\alpha)_e$  un indicatore del rischio di inagibilita' dell'opera.

**RIPRISTINO E MIGLIORAM. SISMICO – INTEGRAZIONE RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve

(alpha)u= PGADS/ PGA

(alpha)e= PGADL/ PGA

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	5,37	4,92	2,28	1,88	3,83	1,43	3,83	0,916	2,035	2,673
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	5,64	5,59	2,24	1,98	3,45	1,50	2,35	0,991	1,747	1,561
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	5,72	6,44	2,42	2,00	6,36	1,53	6,36	1,126	3,175	4,170
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	6,05	7,01	2,40	2,12	6,96	1,61	3,34	1,159	3,280	2,071
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	9,63	6,88	4,47	3,37	5,86	2,57	5,86	0,672	1,736	2,281
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	10,41	7,24	4,29	3,65	6,67	2,77	6,39	0,696	1,830	2,302
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	9,94	6,71	5,13	3,48	3,39	2,65	3,39	0,585	0,973	1,278
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	10,67	6,99	4,96	3,74	3,67	2,84	3,67	0,605	0,981	1,289
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	113,99	5,44	4,50	2,32	1,91	3,86	1,45	2,60	0,827	2,026	1,791
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-113,99	5,31	5,36	2,25	1,86	3,78	1,42	3,78	1,010	2,030	2,667
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	113,99	5,72	4,03	2,26	2,00	2,65	1,52	1,95	0,705	1,323	1,282
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-113,99	5,56	6,16	2,22	1,95	4,12	1,48	3,83	1,107	2,113	2,583
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	113,99	5,75	6,04	2,49	2,01	6,04	1,53	6,04	1,050	2,997	3,937
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-113,99	5,69	6,77	2,39	1,99	5,48	1,52	5,48	1,190	2,751	3,614
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	113,99	6,05	155,34	2,36	2,12	3,30	1,61	2,24	1,273	1,557	1,387
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-113,99	5,96	7,05	2,41	2,09	6,99	1,59	6,99	1,182	3,347	4,396
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	206,09	9,91	6,69	4,55	3,47	5,83	2,64	5,83	0,660	1,678	2,205
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-206,09	9,46	4,83	4,36	3,31	4,83	2,52	4,83	0,510	1,456	1,913
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	206,09	10,68	7,13	4,38	3,74	6,60	2,85	6,36	0,668	1,765	2,233
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-206,09	10,26	6,53	4,14	3,59	6,53	2,74	6,53	0,637	1,818	2,388
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	206,09	10,17	6,69	5,26	3,56	3,32	2,71	3,32	0,571	0,931	1,224
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-206,09	9,83	5,68	5,01	3,44	3,38	2,62	3,38	0,577	0,982	1,290
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	206,09	10,92	6,89	5,08	3,83	3,60	2,91	3,60	0,591	0,940	1,235
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-206,09	10,55	6,31	4,84	3,70	3,66	2,81	3,66	0,598	0,990	1,300

Legenda colori  
 Verificato     Non verificato     Non converge a p.p.     Analisi più gravosa

**Riepilogo delle verifiche per le 24 analisi eseguite**

Nella tabella di informazioni di dettaglio per la valutazione della "Vulnerabilità Sismica" sono riportati i parametri  $\alpha$  derivanti dai rapporti omonimi per ciascuno degli stati limite:

$$\alpha_{PGA} = PGAC / PGAD ; \alpha_{TR} = TRC / TRD$$

PGAC: Accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico).

PGAD: Accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico).

TRC: Periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite.

TRD: Periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite.

I periodi di ritorno sono quelli presentati nell' "Allegato B delle Norme Tecniche" (definizione del reticolo di riferimento). I parametri contenuti nelle tabelle che definiscono il reticolo di riferimento

non sono estrapolabili, qualora i valori di TRG siano esterni alla tabella vengono mostrati i simboli ">" o "<" ad indicarne il superamento del rispettivo limite superiore o inferiore.

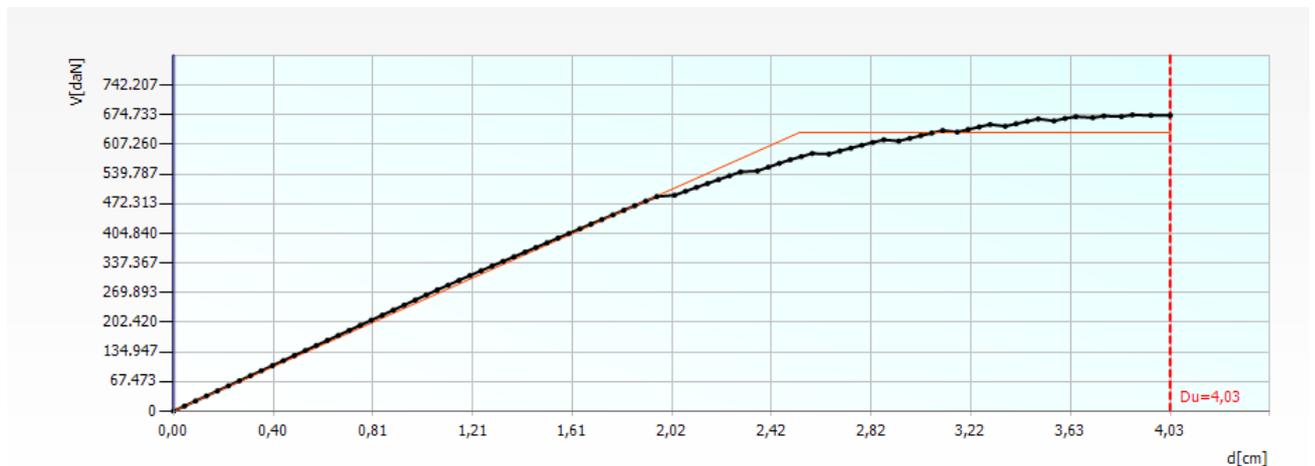
Nell'area denominata "Parametri di Analisi" compaiono i seguenti fattori:

T\*: Periodo del sistema equivalente

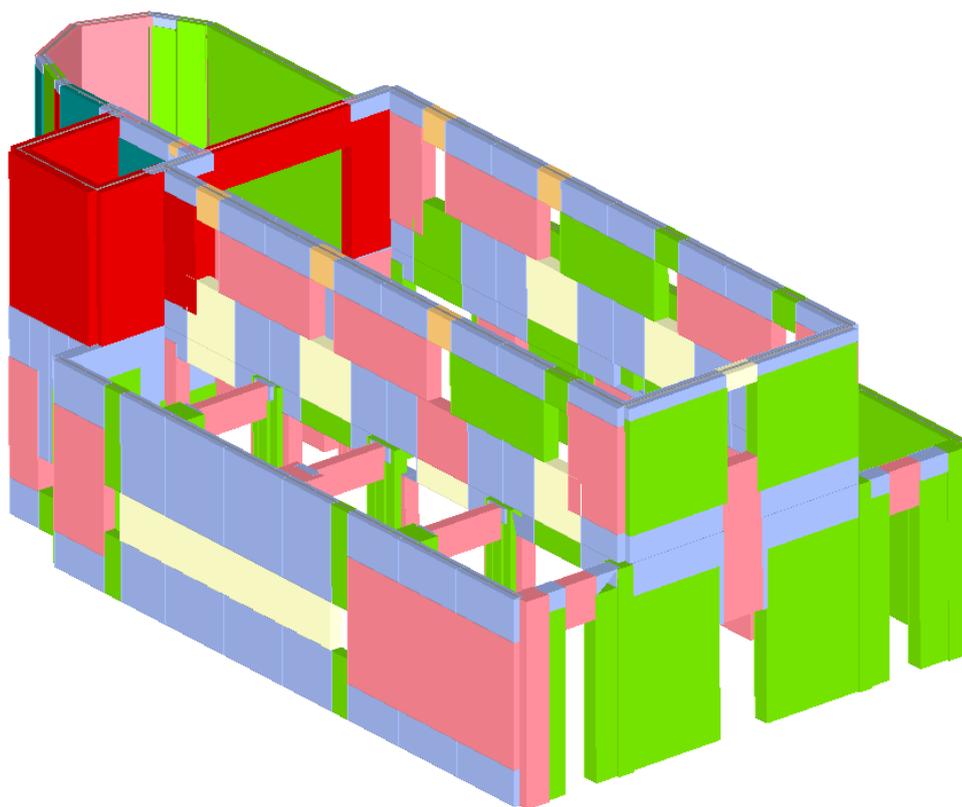
m\*: massa del sistema equivalente

W: massa totale

Duttilità disponibile: rapporto tra spostamento ultimo e spostamento limite elastico



**Analisi n. 11 (dir. X): stato di danneggiamento all'ultimo step di carico**



Analisi n. 11 (dir. X): stato di danneggiamento all'ultimo step di carico

**Dettaglio verifiche**

**Verifica SLV**  
 Dmax 5,72 [cm] > Du 4,03 [cm]  
 q\* 2,26 <= 3 Du/Dmax = 0,70  
**La verifica NON è soddisfatta**

**Verifica SLD**  
 Dmax 2,00 [cm] <= Dd 2,65 [cm]  
 La verifica è soddisfatta  
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 67 e 68 al livello 2

**Verifica SLO**  
 Dmax 1,52 [cm] <= Do 1,95 [cm]  
 La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLV	563	712	0,791	1,22	1,73	0,705
SLD	200	75	2,667	0,80	0,61	1,323
SLO	111	45	2,467	0,60	0,47	1,282

Mostra PGA su roccia

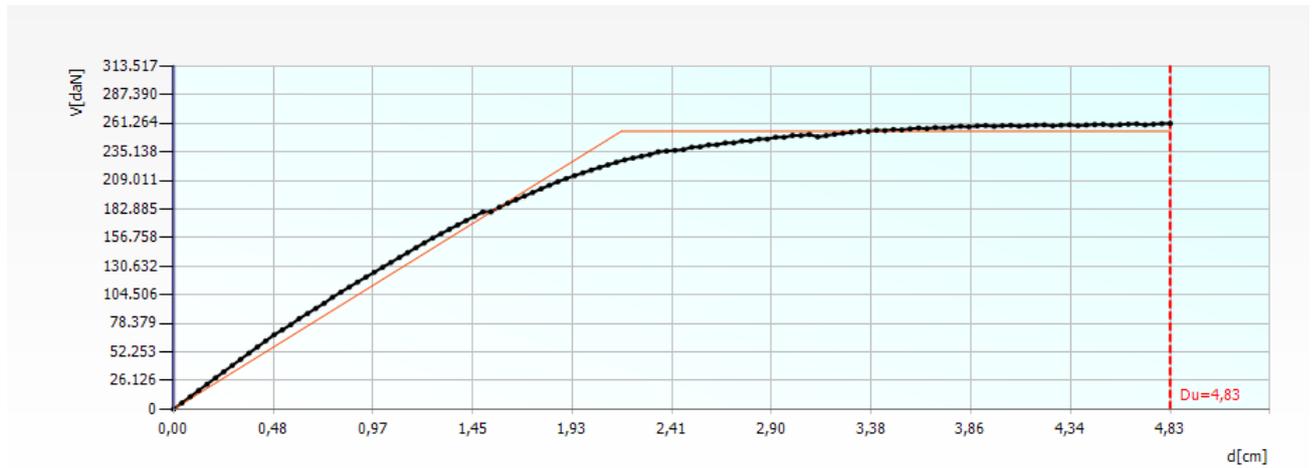
**Parametri di Analisi**

T* [s]	0,544
m* [kg]	1877122,688
w [kg]	3449967,32
m*/w [%]	54,41
Γ	1,14
F*y [daN]	555769
d*y [cm]	2,22
d*u [cm]	3,53

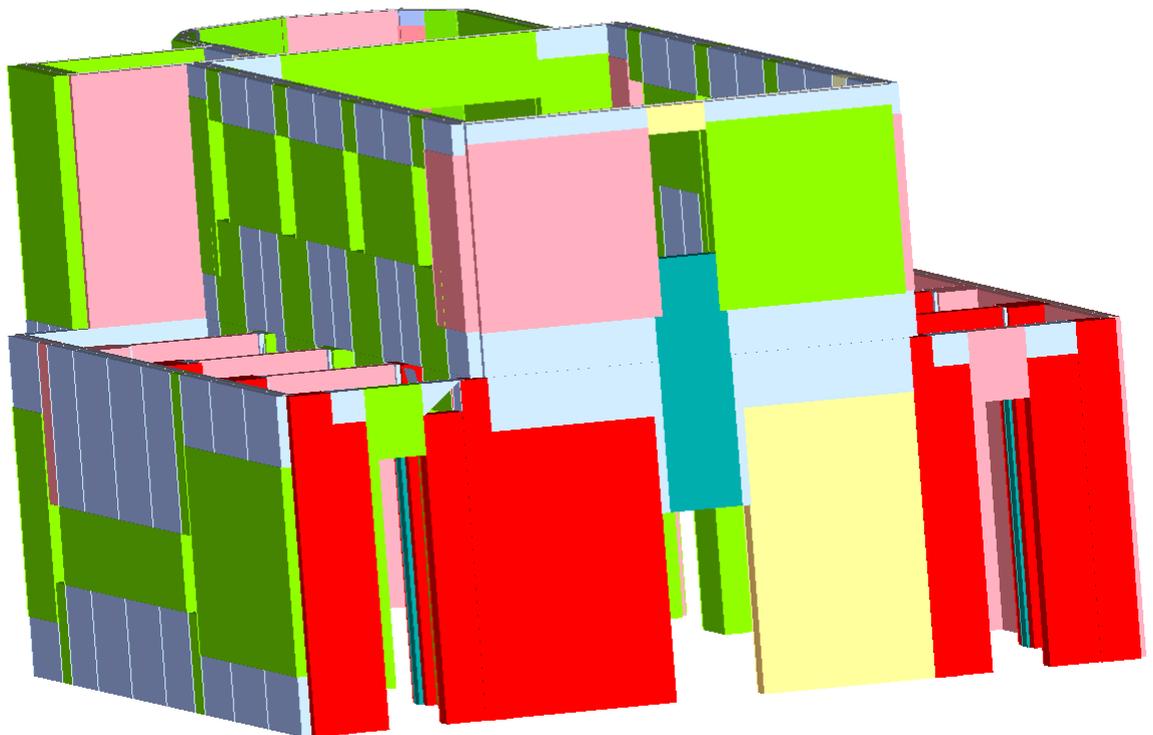
Dettagli ...

Normativa Esci

Analisi n. 11 (dir. X): dettagli verifiche



Analisi n. 18 (dir. Y): curva di pushover



Analisi n. 18 (dir. Y): stato di danneggiamento all'ultimo step di carico

**Dettaglio verifiche**

**Verifica SLV**  
 $D_{max} = 9,46$  [cm] >  $D_u = 4,83$  [cm]  
 $q^* = 4,36$  > 3  $D_u/D_{max} = 0,51$   
**La verifica NON è soddisfatta**

**Verifica SLD**  
 $D_{max} = 3,31$  [cm]  $\leq D_d = 4,83$  [cm]  
 La verifica è soddisfatta  
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**Verifica SLO**  
 $D_{max} = 2,52$  [cm]  $\leq D_o = 4,83$  [cm]  
 La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	$\alpha$ TR	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	$\alpha$ PGA
SLV	249	712	0,350	0,88	1,73	0,510
SLD	249	75	3,320	0,88	0,61	1,456
SLO	249	45	5,533	0,90	0,47	1,913

Mostra PGA su roccia

Parametri di Analisi

T* [s]	0,804
m* [kg]	1920659,483
w [kg]	3449967,32
m*/w [%]	55,672
$\Gamma$	1,28
F*y [daN]	199066
d*y [cm]	1,7
d*u [cm]	3,78

Normativa | Esci

Analisi n. 18 (dir. Y): dettagli verifiche

**Legenda**

**Muratura**

- Integro
- Plastico per taglio
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura in fase elastica

**C.A.**

- Integro
- Rottura per taglio
- Plastico presso flessione
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione
- Rottura per taglio (armatura diagonale carente)

**Acciaio**

- Integro
- Plastico presso flessione
- Plastico per compressione
- Plastico per trazione
- Elemento non efficace
- Ritorno in fase elastica

**Legno**

- Integro
- Rottura presso flessione
- Rottura per compressione
- Rottura per trazione

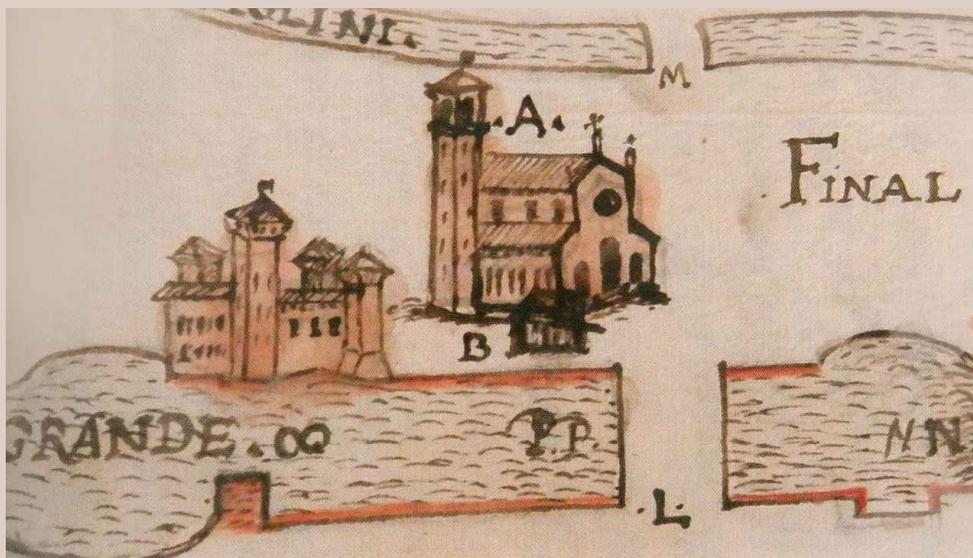
Legenda stato di danneggiamento

### **1.2.3. Conclusioni**

Si osserva che il comportamento dell'edificio, tenendo conto in modo esplicito della presenza del campanile e dell'edificio adiacente, non cambia in modo significativo né dal punto di vista qualitativo né da quello quantitativo. Ovviamente, l'introduzione di masse aggiuntive, in posizione per lo più eccentrica e con piccole aggiunte di strutture resistenti (vista l'altezza significativa e la limitata estensione in pianta del campanile), peggiorano leggermente i risultati delle verifiche di sicurezza. Il valore più basso del coefficiente di sicurezza passa dal 63% del modello già presentato nella relazione di calcolo al 51% del modello presentato nella presente integrazione. Come già scritto precedentemente è plausibile ipotizzare che il comportamento sismico effettivo della chiesa si situi tra quelli descritti dai due modelli proposti e che pertanto il minimo coefficiente di sicurezza possa essere valutato come molto vicino al valore del 60%. Si osserva che in ogni caso nel passaggio dallo stato di fatto allo stato di progetto si ottenga sia un significativo miglioramento del coefficiente minimo di sicurezza generale nei confronti del sisma (dal 20% allo stato di fatto ad un valore vicino al 60% allo stato di progetto) sia un positivo cambiamento della tipologia di crisi più probabile. Si passa infatti da modalità di crisi per ribaltamento fuori piano allo stato di fatto a modalità di crisi per azioni nel piano delle pareti (comportamento globale) allo stato di progetto.

**FILIPPO E GIACOMO (DUOMO) DI FINALE EMILIA DANNEGGIATA DAL SISMA DEL 20/29 MAGGIO 2012** – ID 2163 - CIG: 6489971D7B CUP: I79G13000680005

**PROGETTO ESECUTIVO**



Committente:

**Arcidiocesi di Modena - Nonantola**

Via Sant'Eufemia, 13  
41121 Modena

pec: arcidiocesi.modena-nonantola@pec.chiesacattolica.it

Progettisti:

**POLITECNICA**  
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via Galilei n.220 - 41126 Modena (MO)  
tel: 059.356527 fax: 059.356780

INTEGRAZIONE A SEGUITO DELL'INCONTRO DEL 14 MARZO 2017

**RESPONSABILE DI PROGETTO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**DIRETTORE TECNICO**

Ing. Paolo Muratori

**PROGETTO OPERE ARCHITETTONICHE  
E DI RESTAURO**

Ing. Arch. Micaela Goldoni

**PROGETTO OPERE STRUTTURALI**

Ing. Fabio Camorani

**COORDINATORE IN FASE DI  
PROGETTAZIONE**

Ing. Stefano Simonini

**PROGETTO IMPIANTI MECCANICI**

Ing. Marco Balestrazzi

**PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI**

Ing. Francesco Frassinetti  
P.I Emanuela Becchi

**OPERE STRUTTURALI**

INTEGRAZIONE ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

**NUOVO ELABORATO**

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE REV.
0001	OS	RC03	3 0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
01	01_OS_RC03_3_0_4715	4715		A4

5				
4				
3				
2				
1	REV.1		22/12/16	R.Gabellieri M.Goldoni M.Goldoni
0	EMISSIONE		25/07/16	R.Gabellieri M.Goldoni M.Goldoni
REV	DESCRIZIONE	Data	REDAZIONE	VERIFICATO APPROVATO

## INDICE

1. VERIFICA DEI NUOVI SOLAI IN LEGNO A DOPPIA ORDITURA .....	2
1.1. SOLAI ALL'INTERNO DEL CAMPANILE .....	2
1.1.1.1. Verifiche di sicurezza .....	2
1.2. SOLAIO SOPRA SACRESTIA .....	6
1.2.1.1. Verifiche di sicurezza .....	7

## 1. VERIFICA DEI NUOVI SOLAI IN LEGNO A DOPPIA ORDITURA

---

Si riporta di seguito un'integrazione alla relazione di calcolo con valutazioni di sicurezza strutturale sui nuovi solai in legno massiccio a doppia orditura previsti all'interno del campanile e sopra la sacrestia..

### 1.1. SOLAI ALL'INTERNO DEL CAMPANILE

Si riportano di seguito le principali verifiche di sicurezza dei nuovi solai in legno massiccio a doppia orditura previsti all'interno del campanile, condotte con un foglio di calcolo in excel.

Si considerano agenti in via cautelativa i seguenti carichi permanenti e portati

Carichi permanenti:

$G=200 \text{ DaN/m}^2$

Carichi variabili:

Sebbene ii solai in oggetto non siano destinati ad un utilizzo effettivo e siano previsti passaggi per la sola manutenzione, in via cautelativa, per tenere conto del possibile trasporto di materiale: si considera la presenza del seguente carico variabile:

$Q=200 \text{ DaN/m}^2$

#### 1.1.1.1. *Verifiche di sicurezza*

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza allo SLU e allo SLE delle membrature dei solai lignei (travi e travetti), assumendo per il legno i valori resistenti suggeriti dalla norma EN 338 per la categoria di legno massiccio C24.

		CONIFERA	
		C24	
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>			
Flessione	$f_{m,k}$		24
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$		14
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$		0,5
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$		21
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$		2,5
Taglio	$f_{v,k}$		2,5
<b>Proprietà di rigidezza in KN/mm<sup>2</sup></b>			
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$		11
Modulo di elasticità parallelo	$E_k$		7,4
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$		0,37
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$		0,69
<b>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></b>			
Massa volumica	$\rho_k$		350
Massa volumica media	$\rho_{mean}$		420

Dati comuni di calcolo:

Dati di calcolo

Categoria legno	C24
Classe di servizio	1
$\gamma_m$	1.5
Tipo di comb. dominante	media durata
$K_{mod}$	0.8

Parametri di calcolo

$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_{0,1}$	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,1}$	$k_{def}$
1.3	1.5	0.7	0.5	0.3	0.6

Carichi distribuiti al m<sup>2</sup>

permanenti - G <sub>2</sub>	variabili - Q
[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
2.00	2.00

## **TRAVI PRINCIPALI**

Dati geometrici

b	20	cm	larghezza
h	30	cm	altezza
i	175	cm	interasse
L	450	cm	luce

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	600	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	45000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	20000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	3000	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	2000	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	600	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	400	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al metro lineare**

P <sub>trave</sub>	P <sub>perm</sub>	P <sub>neve</sub>	P <sub>totSLU</sub>	P <sub>totSLE</sub>
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0.25	3.50	3.50	10.13	4.80

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0.00	22.79	25.64

**Reazione vincolare**

R
[kN]
22.79

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
8.55	12.80

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
8.55	12.80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0.57	1.33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressioni di contatto**

σ <sub>c,90,d</sub>	k <sub>c,90,d</sub>	f <sub>c,90,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0.57	1.00	1.33

σ <sub>c,90,d</sub>	k <sub>c,90,d</sub> · f <sub>c,90,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	
0.57	1.33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.40	0.26	0.67

$f_{ist}$	$L/300$
[cm]	[cm]
0.67	1.50

**VERIFICA SODDISFATTA**

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.65	0.31	0.96

$f_{fin}$	$L/200$
[cm]	[cm]
0.96	2.25

**VERIFICA SODDISFATTA**

**TRAVETTI**

**Dati geometrici**

b	10	cm	larghezza
h	12	cm	altezza
i	40	cm	interasse
L	190	cm	luce

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	120	cm <sup>2</sup>	area
$J_y$	1440	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
$J_z$	1000	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
$W_y$	240	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
$W_z$	200	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
$A_{TAGLIO}$	120	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
$A_{CONT}$	100	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al metro lineare**

$P_{trave}$	$P_{perm}$	$P_{neve}$	$P_{totSLU}$	$P_{totSLE}$
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0.05	0.80	0.80	2.31	1.09

**SLU**

Sollecitazioni SLU

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0.00	2.19	1.04

Reazione vincolare

R
[kN]
2.19

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,y,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
4.33	12.80

$\sigma_{m,y,d}$	$f_{m,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
4.33	12.80

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$
[N/mm <sup>2</sup> ]
0.27

$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]
1.33

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.09	0.06	0.15

$f_{ist}$	L/300
[cm]	[cm]
0.15	0.63

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.15	0.07	0.22

$f_{fin}$	L/200
[cm]	[cm]
0.22	0.95

<

**VERIFICA SODDISFATTA**

**1.2. SOLAIO SOPRA SACRESTIA**

Si riportano di seguito le principali verifiche di sicurezza del nuovo solaio in legno massiccio a doppia orditura previsto sopra la sacrestia, condotte con un foglio di calcolo in excel.

Si considerano agenti in via cautelativa i seguenti carichi permanenti e portati

Carichi permanenti:

$G=200 \text{ DaN/m}^2$

Carichi variabili:

$Q=200 \text{ DaN/m}^2$

### 1.2.1.1. Verifiche di sicurezza

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza allo SLU e allo SLE delle membrature dei solai lignei (travi e travetti), assumendo per il legno i valori resistenti suggeriti dalla norma EN 338 per la categoria di legno massiccio C24.

		CONIFERA	
		C24	
<b>Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup></b>			
Flessione	$f_{m,k}$		24
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$		14
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$		0,5
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$		21
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$		2,5
Taglio	$f_{v,k}$		2,5
<b>Proprietà di rigidezza in KN/mm<sup>2</sup></b>			
Modulo di elasticità medio parallelo	$E_{0,mean}$		11
Modulo di elasticità parallelo	$E_k$		7,4
Modulo di elasticità medio perp.	$E_{90,mean}$		0,37
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$		0,69
<b>Massa volumica in kg/m<sup>3</sup></b>			
Massa volumica	$\rho_k$		350
Massa volumica media	$\rho_{mean}$		420

Dati comuni di calcolo:

Dati di calcolo

Categoria legno	C24
Classe di servizio	1
$\gamma_m$	1.5
Tipo di comb. dominante	media durata
$K_{mod}$	0.8

Parametri di calcolo

$\gamma_g$	$\gamma_q$	$\psi_{0,1}$	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,1}$	$k_{def}$
1.3	1.5	0.7	0.5	0.3	0.6

**Carichi distribuiti al m<sup>2</sup>**

permanenti - G <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	variabili - Q [kN/m <sup>2</sup> ]
2.00	2.00

**TRAVI PRINCIPALI**

**Dati geometrici**

b	25	cm	larghezza
h	35	cm	altezza
i	260	cm	interasse
L	540	cm	luce

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	875	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	89323	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	45573	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	5104	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	3646	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	875	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	500	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al metro lineare**

P <sub>trave</sub> [kN/m]	P <sub>perm</sub> [kN/m]	P <sub>neve</sub> [kN/m]	P <sub>totSLU</sub> [kN/m]	P <sub>totSLE</sub> [kN/m]
0.37	5.20	5.20	15.04	7.13

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N [kN]	T [kN]	M [kNm]
0.00	40.60	54.81

**Reazione vincolare**

R [kN]
40.60

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>m,y,d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
10.74	12.80

10.74	<	12.80
-------	---	-------

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

$\tau_d$		$f_{v,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
0.70	<	1.33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Pressioni di contatto**

$\sigma_{c,90,d}$	$k_{c,90,d}$	$f_{c,90,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0.81	1.00	1.33

$\sigma_{c,90,d}$	$k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	
0.81	1.33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.63	0.41	1.04

$f_{ist}$	L/300
[cm]	[cm]
1.04	1.80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
1.00	0.48	1.49

$f_{fin}$	L/200
[cm]	[cm]
1.49	2.70

**VERIFICA SODDISFATTA**

**TRAVETTI**

Dati geometrici

b	10	cm	larghezza
h	14	cm	altezza
i	40	cm	interasse
L	320	cm	luce

**Caratteristiche geometriche e meccaniche**

A	140	cm <sup>2</sup>	area
J <sub>y</sub>	2287	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse y
J <sub>z</sub>	1167	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia attorno ad asse z
W <sub>y</sub>	327	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a y
W <sub>z</sub>	233	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza a flessione attorno a z
A <sub>TAGLIO</sub>	120	cm <sup>2</sup>	area resistente a taglio
A <sub>CONT</sub>	100	cm <sup>2</sup>	area di appoggio

**Carichi distribuiti al metro lineare**

P <sub>trave</sub>	P <sub>perm</sub>	P <sub>neve</sub>	P <sub>totSLU</sub>	P <sub>totSLE</sub>
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0.06	0.80	0.80	2.32	1.10

**SLU**

**Sollecitazioni SLU**

N	T	M
[kN]	[kN]	[kNm]
0.00	3.71	2.97

**Reazione vincolare**

R
[kN]
3.71

**Verifiche di resistenza - SLU**

**Flessione**

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,y,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
9.08	12.80

σ <sub>m,y,d</sub>	f <sub>m,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
9.08	12.80

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Taglio**

τ <sub>d</sub>	f <sub>v,d</sub>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
0.46	1.33

**VERIFICA SODDISFATTA**

**Verifiche di deformabilità - SLE**

**verifica a t=0**

$f_{ist,G}$	$f_{ist,Q}$	$f_{ist}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.47	0.30	0.77

$f_{ist}$		L/300
[cm]		[cm]
0.77	<	1.07

**VERIFICA SODDISFATTA**

**verifica a t=infinito**

$f_{fin,G}$	$f_{fin,Q}$	$f_{fin}$
[cm]	[cm]	[cm]
0.75	0.36	1.10

$f_{fin}$		L/200
[cm]		[cm]
1.10	<	1.60

**VERIFICA SODDISFATTA**