



Comune di TRAPANI

OGGETTO:

"EX MATTATOIO COMUNALE" DI TRAPANI CAMPUS del MEDITERRANEO

PROGETTO DI RECUPERO FUNZIONALE E RIUSO DI ALCUNI CAPANNONI DELL'EX MATTATOIO COMUNALE PER REALIZZARE LABORATORI ARTIGINALI E SPAZI FORMATIVI PER MIGRANTI REGOLARI - CUP: I98D20000050001

SEDE CENTRALE ED ISTITUZIONALE EUROPEA:
SAIR-EWIV D - 70178 STUTTGART ROTEBÜHLSTR, 66

SEDE LEGALE ED AMMINISTRATIVA IN ITALIA:
SAIR-GEIE I - FORLÌ VIALE ROMA, 58

tel.: +39. 0543 488000 fax: +39. 0543 559530
E-MAIL: info@saireurope.com mail PEC: sairgeie@pec.it



CAPO GRUPPO RESPONSABILE

FRANCESCO SINDONI

architetto

Piazza Villa Oliva, 190017 - SANTA FLAVIA (PA)
tel.: +39 091 932270 fax: +39 091 932741
mail: francesco.sindoni@saireurope.com

COORD. DELLE INTEGRAZIONI SPECIALISTICHE TRA LE PARTI

Responsabile: Giuseppe BELLANCA architetto

ARCHITETTURA (E.20)

Responsabile: Carles GELPI architetto

Giuseppe BELLANCA architetto
Agata BUXADE' architetto
Anna CALTAGIRONE architetto
Federica MORANA architetto
Esterina SINDONI architetto

STRUTTURE (S.03)

Responsabile: Giovanni MARGIOTTA ingegnere

Piercarlo MARGIOTTA ingegnere
Ramon FERRANDO architetto

IMPIANTI FLUIDI E TERMOFLUIDI (IA.01 - IA.02)

Responsabile: Antonio SINDONI ingegnere

Carmelo FILIPPINI ingegnere
Salvatore VENTO ingegnere

IMPIANTI ELETTRICI (IA.03)

Responsabile: Sergio RAPPA ingegnere

Giuseppe MIRELLI ingegnere

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA

Responsabile: Daniele CARRUBA ingegnere

Francesco CASTRONOVO architetto

GEOLOGIA E RILIEVI

aspetti geologici Daniele POLIZZI geologo
rilievi Luigi FONTANA geometra



SAIR - EWIV
Geschäftsführer und Generaldirektor
ARCHITETTO DR. FRANCESCO SINDONI
Amministratore Unico & Direttore Generale
SAIR - GEIE

ORDINE DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI, PAESAGGISTI E CONSERVATORI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO
N° 3142
ARCHITETTO FRANCESCO SINDONI

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO
N° 2474
INGEGNERE GIOVANNI MARGIOTTA

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Antonino ALESTRA architetto

TITOLO

TIPOLOGIA

ELABORATO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

STRUTTURE

STRALCIO 1
RELAZIONE GENERALE

DISEGNO SCALA

-

TITOLO

TIPOLOGIA

ELABORATO

PE1**S03****001**

CODICE DI RIFERIMENTO

07.10 OM 182

DATA PROGETTO

15.APR.2021

REV

DATA

ELABORATO REDATTO DA:

PIERCARLO MARGIOTTA

VERIFICATO da:

GIOVANNI MARGIOTTA

APPROVATO da:

FRANCESCO SINDONI

AUTORIZZATO da:

FRANCESCO SINDONI

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

STRALCIO 1

SEDE CENTRALE ED ISTITUZIONALE EUROPEA: SAIR-EWIV D - 70178 STUTTGART
SEDE LEGALE ED AMMINISTRATIVA IN ITALIA: SAIR-GEIE I - 47121 FORLÌ

ROTEBÜHLSTR, 66
VIALE ROMA, 58

SEDI OPERATIVA CENTRALE PER L'ITALIA

I - 47121 FORLÌ VIA CUCCHIARI, 15
TEL: +39.0543.488000 FAX: +39 0543 559530
website: www.saireurope.com
mailpec: sairgeie@pec.it
mail: info@saireurope.com

Capo Gruppo Responsabile: arch. Francesco SINDONI

I - 90017 S. FLAVIA - PALERMO - P.zza VILLA OLIVA, 1
TEL: +39 091 932270 FAX: +39 091 932741
website: www.saireurope.com
mailpec: sairgeie@pec.it
mail: francesco.sindoni@saireurope.com

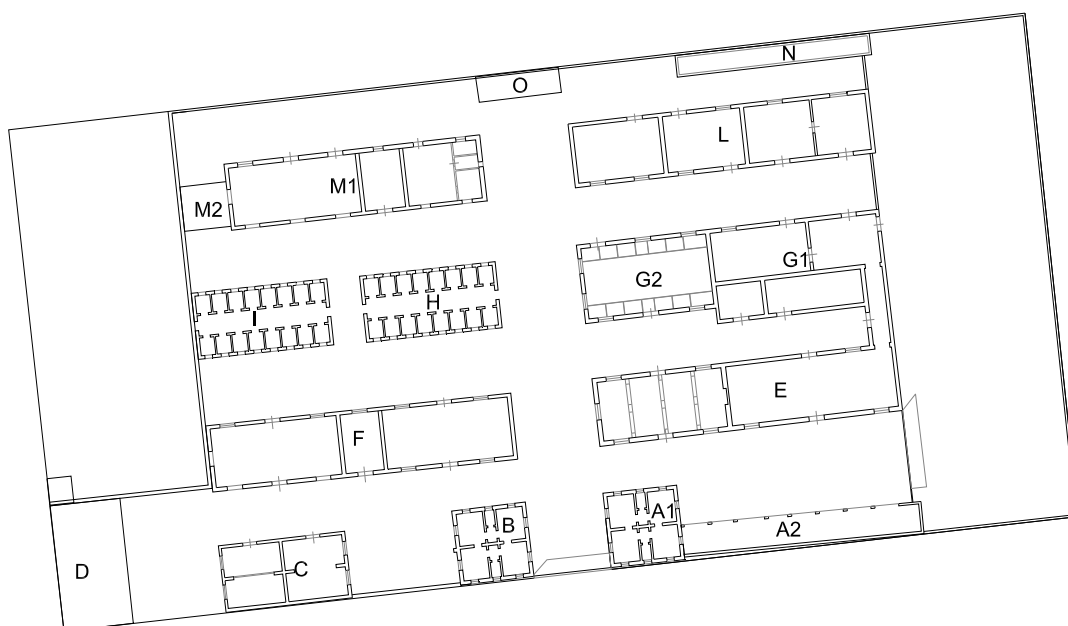


CERT.N°
438524626

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto gli interventi strutturali da eseguirsi nell'ambito del primo stralcio del progetto di recupero dell'ex Mattatoio Comunale di Trapani. Il progetto prevede il recupero dei fabbricati esistenti, il rifacimento delle coperture a falde a struttura lignea, oltre all'inserimento di alcuni elementi strutturali funzionali al progetto architettonico.

In particolare il primo stralcio riguarda il recupero dei fabbricati indicati con le lettere A1, B, E ed F.



1.1 Normative di riferimento

Legge 02.02.1974 n.64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Legge 05.11.1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.P.R. 06.06.2001 n. 380: Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia

D.M. LL.PP. 17.01.2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

Circ. n.7 C.S.LL.PP. 21.01.2019: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2 Fabbricati esistenti

2.1 Rilievi

Per la redazione del presente progetto è stata eseguita una campagna di rilievi con drone dall'esterno ed un rilievo di dettaglio dei locali interni, per la quale si rimanda agli elaborati specialistici. Sono stati eseguiti dei sopralluoghi per verificare la configurazione strutturale dei fabbricati e lo stato di conservazione degli elementi strutturali.

2.2 Descrizione fabbricati esistenti

Il primo stralcio riguarda i fabbricati indicati con le lettere A1, B, E ed F.

I corpi A1 e B si trovano all'ingresso del lotto che ospita l'ex Mattatoio di Trapani. Si tratta di due fabbricati in muratura portante, ad una sola elevazione fuori terra, a pianta pressoché quadrata di dimensioni pari a 9.98 x 9.80 m. La struttura portante è realizzata in conci sbozzati di pietra calcarea, di spessore pari 45 - 50 cm, e risulta alta complessivamente 5.75 m circa. Il solaio di copertura, di tipo latero-cementizio, gettato in opera, risulta ribassato di 1 m rispetto alla sommità delle murature, con l'estradosso posto ad un'altezza di 4.75 m. Le murature presentano giunti di malta cementizia di colore biancastro abbastanza alterata e con spessore dei giunti sia orizzontali che verticali variabile tra 1 e 3 cm.

Dall'esame dei pozzetti, risulta che il piano di imposta delle fondazioni è posto ad una profondità di 1,20 m al di sotto del piano di campagna. Le fondazioni sono state realizzate con lo stesso materiale delle murature in elevazione e con il medesimo spessore.

L'edificio E è anch'esso realizzato con struttura portante in conci sbozzati di pietra calcarea dello spessore di 60 cm. Il corpo di fabbrica è a pianta rettangolare (41.50 x 8.92 m), ad una sola elevazione fuori terra e presenta un setto intermedio di spina in direzione trasversale (parallelo al lato corto). La copertura è a doppia falda, con struttura lignea con capriate, arcarecci e tavolato che sorreggono il manto di tegole. L'altezza alla gronda è pari a 4.85 m mentre è pari a 7.05 m in corrispondenza del colmo (riferite al p.c.).

L'edificio F è anch'esso realizzato con struttura portante in conci sbozzati di pietra calcarea dello spessore di 50 cm. Il corpo di fabbrica è a pianta rettangolare (41.60 x 8.92 m), ad una sola elevazione fuori terra e presenta due setti intermedi di spina in direzione trasversale (paralleli al lato corto). La copertura è a doppia falda, con struttura lignea con capriate, arcarecci e tavolato che sorreggono il manto di tegole. L'altezza alla gronda è pari a 4.85 m mentre è pari a 7.05 m in corrispondenza del colmo (riferite al p.c.).

2.2.1 Stato di conservazione

Per quanto riguarda lo stato di conservazione dei fabbricati esistenti, dai sopralluoghi effettuati è emersa una diffusa condizione di degrado sia degli elementi portanti verticali che delle strutture di copertura.

Le murature presentano degradi probabilmente ascrivibili all'azione degli agenti atmosferici. Risulta diffuso lo stato di degrado dei giunti di malta, in modo particolare sulle superfici esterne. All'interno, dove le murature sono coperte da rivestimenti, sono presenti alcune lesioni in corrispondenza delle sedi di appoggio delle travi di copertura.

Le coperture con struttura lignea risultano in pessimo stato di conservazione. Nelle capriate sono evidenti gli ammaloramenti prevalentemente in corrispondenza delle testate; negli arcarecci il degrado del legno ha causato forti riduzioni delle sezioni resistenti; infine, analoga condizione di degrado si ritrova nel tavolato che presenta uno spessore ridotto oltre ad diverse lacune.

Relativamente alle coperture piane in latero-cemento, è stato possibile verificare la presenza di fenomeni di sfondellamento e di ossidazione delle armature dei travetti gettati in opera e conseguente espulsione del copriferro.

Dai rilievi che è stato possibile eseguire nel corso dei sopralluoghi non sono risultati visibili dissesti particolari collegabili a problemi di fondazione.

2.3 Indagini e caratterizzazione dei materiali esistenti

Ai sensi del §8.5.3 delle NTC18, per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati su verifiche visive in situ nonché sulla campagna di indagini effettuata.

La campagna di prove in-situ è consistita nell'esecuzione di saggi diretti sulle murature, indagini endoscopiche e prove con martinetti piatti singoli e doppi.

Per la conoscenza delle fondazioni degli edifici sono state eseguite indagini dirette tramite l'esecuzione di pozzetti in aderenza ai vari edifici.

Le indagini strutturali sono state eseguite dalla ditta Con.Geo. s.r.l. di Palermo. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati contenuti nei report d'impresa redatti dall'impresa esecutrice delle indagini.

Ai sensi del §8.5.3 del D.M. 17/01/2018, *"i valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni"*.

Per la muratura in conci sbozzati di pietra calcarea, attraverso le prove con martinetti piatti doppi si è determinato il modulo elastico del paramento murario. Per le analisi strutturali si è utilizzato il valore medio delle 8 prove condotte su paramenti murari analoghi presenti nei fabbricati del complesso dell'ex Mattatoio Comunale di Trapani. Risulta:

$$E = 43340 \text{ Kg/cm}^2 = 4250 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda il modulo elastico tangenziale si è assunto un valore pari allo 0.4 del modulo elastico normale.

Relativamente ai valori delle resistenze compressione ed a taglio si sono assunti prudenzialmente i valori riportati in tabella C8.5.I delle NTC 2018 per la muratura a conci sbozzati.

In definitiva si sono assunti i seguenti parametri meccanici:

$$E = 4000 \text{ MPa}$$

$$G = 1600 \text{ MPa}$$

$$f = 2.0 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.42 \text{ MPa}$$

La campagna di indagini *in-situ* ha permesso inoltre di:

- verificare gli spessori degli elementi strutturali (attraverso il rilievo diretto);
- valutare l'omogeneità dei materiali nell'ambito della costruzione;
- verificare i dettagli costruttivi in zone significative dell'opera.

2.3.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Ai sensi del §8.5.4 del D.M. 17/01/2018, sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i **Livelli di Conoscenza** dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati **Fattori di Confidenza**, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Nello stesso §8.5.4 del D.M. 17/01/2018 vengono distinti tre Livelli di Conoscenza, ordinati per informazione crescente:

LC1 LC2 LC3

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza, per quanto riguarda le costruzioni in calcestruzzo armato, è illustrata nella *tabella C8.5.IV* della Circolare Ministeriale n. 7 del 21/01/2019:

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Nel caso in esame si è adottato prudenzialmente un **Livello di Conoscenza LC2** in quanto, ai sensi del §C8.5.4.2 della Circolare 21/01/2019 n.7:

- è stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al §C8.5.1);
- la geometria della struttura è nota in base ad un **rilievo completo ex-novo**;
- i dettagli costruttivi sono noti da **indagini limitate in situ**;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali sono note in base a **prove estese in situ**.

Poiché si adotta un **Livello di Conoscenza LC2**, si ottiene il **Fattore di Confidenza FC = 1,20** ai sensi del §C8.5.4.2 della Circolare 21/01/2019 n.7.

2.4 Caratteristiche geologiche e geotecniche

Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere in oggetto, si desumono da quanto evidenziato nella relazione geologico – tecnica a firma del Dott. Geol. Daniele Polizzi e dalla relazione geotecnica, allegate al progetto. Da tali relazioni possono desumersi i principali parametri meccanici, utilizzati per il dimensionamento delle opere in fondazione, che di seguito si riportano:

- Peso unità di volume: $\gamma = 1.85$ kN/m³
- Angolo di resistenza al taglio: $\phi' = 30^\circ$
- Coesione: $c' = 0$ kN/m³

Dall'elaborazione dei parametri geotecnici si è ricavato il coefficiente di Winkler utilizzato per le analisi strutturali e assunto pari a 0.016 N/mm³.

Per maggiori dettagli e per le verifiche di tipo geotecnico si rimanda alla relazione specialistica.

3 Interventi di progetto

Gli interventi di progetto riguardano principalmente il consolidamento delle murature esistenti, la demolizione e ricostruzione di paramenti murari di spina, interventi di consolidamento delle coperture latero-cementizie, di rifacimento delle coperture lignee a falde.

L'intervento di consolidamento delle murature portanti sarà realizzato in tutti gli edifici (A1, B, E ed F).

Sarà effettuato il consolidamento delle murature tramite un intervento di ristilatura dei giunti con malta strutturale rinforzata con fibre, previa pulitura e rimozione delle porzioni di malta esistente disgregata. L'intervento sarà eseguito su entrambe le facce dei paramenti murari e si estenderà per tutta la superficie.

In corrispondenza delle intersezioni tra pareti portanti sarà ripristinata l'ammorsatura con l'inserimento di catenelle di mattoni pressati, previa demolizione per creare apposita sede.

Ulteriori opere strutturali riguardano:

la realizzazione intelaiature in legno lamellare all'interno degli edifici E ed F;

la realizzazione di nuove aperture su murature portanti, con l'inserimento di architravi metallici.

Di seguito si riportano le caratteristiche degli interventi di progetto distinti per i vari edifici.

3.1 Interventi sull'edificio A1 e B

Sarà effettuato il consolidamento delle murature e di ripristino delle ammorsature così come descritto al paragrafo 3.

Per quanto riguarda le coperture sarà effettuato un intervento di risanamento dell'intradosso mediante rimozione delle parti degradate, asportazione dell'ossidazione sulle barre d'armatura e trattamento delle stesse con passivante, ricostruzione del copriferro con malta reoplastica antiritiro per uno spessore di almeno 3 cm ed applicazione di rete tipo "Nervometal" su tutta la superficie nel caso di superfici da rifinire con intonaco.

Per esigenze architettoniche nell'edificio A1 saranno realizzate due nuove aperture su dei setti interni: una in corrispondenza del corridoio con larghezza 1.30 m e l'altra sulla parete ortogonale della larghezza di 1.00 m. In entrambi i casi sarà realizzato una nuova architrave composta da due profili metallici IPE120 accoppiati con barre filettate ϕ 16. In corrispondenza degli appoggi, che avranno una lunghezza minima di 15 cm, sarà regolarizzata l'imposta dell'architrave con mattoni pressati o malta antiritiro.

Nell'edificio B saranno realizzati esclusivamente interventi di consolidamento delle murature e di risanamento dei solai in c.a. e laterizi. Nessun intervento andrà a variare la configurazione dei paramenti murari esistenti.

Sarà effettuato il consolidamento delle murature e di ripristino delle ammorsature così come descritto al paragrafo 3.

Analogamente per la copertura sarà effettuato il risanamento dell'intradosso secondo le modalità già descritte.

3.2 Interventi sugli edifici E ed F

Sarà effettuato il consolidamento delle murature e di ripristino delle ammorsature così come descritto al paragrafo 3.

Il progetto prevede la demolizione della copertura esistente e la ricostruzione della stessa con elementi in legno lamellare. Per migliorare il comportamento scatolare della struttura sarà realizzato un cordolo sommitale in c.a. lungo tutto il perimetro. Il cordolo avrà, in sezione, larghezza pari allo spessore della muratura ed un'altezza di 35 cm. Sarà realizzato con calcestruzzo classe C20/25 ed armato con barre d'acciaio ad aderenza migliorata. L'armatura sarà costituita da 4+4 ϕ 16 longitudinali e da staffe ϕ 8 con passo 15 cm.

La nuova copertura prevede la realizzazione di 8 nuove capriate con puntoni e catena aventi sezione trasversale 16x24 cm, monaco e saette con sezione 16x20 cm. Le connessioni saranno realizzate con intagli a dente doppio o semplice con l'inserimento di viti o spinotti di serraggio.

La struttura secondaria sarà realizzata pannello strutturale (tipo Timber) dello spessore complessivo di 22.40 cm, composto da due listelli esterni in abete (spessore 12 mm), con fianchi esterni lavorati spessore non inferiore a 52 mm ed rinforzi interni tutti in legno lamellare. Su tale elemento sarà poggiate l'impermeabilizzazione e il nuovo manto di tegole marsigliesi.

Sarà demolito il setto di spina esistente in conci sbozzati di pietra calcarea e saranno realizzati due nuovi setti sempre trasversali con muratura portante in mattoni pressati e malta. I nuovi setti avranno uno spessore di 38 cm (muratura a tre teste) ed un'altezza di 4.20 m. Al centro del muro è prevista un'apertura larga 2.00 m ed alta 2.50 m, con un architrave realizzato con due profili metallici HEA 100, accoppiati con barre filettate ϕ 16 ed appoggiati per una lunghezza minima di 15 cm.

Nel corpo E, in sommità del paramento, a partire da quota 4.20 m, sarà realizzata un'intelaiatura in legno lamellare composta da 4 montanti e due travi inclinate a sostegno della nuova copertura. Le travi ed i montanti avranno sezione trasversale 16 x 20 cm.

In entrambi i fabbricati, due intelaiature in legno lamellare definiranno le facciate interne dei "Giardini d'ingresso" (vedi tavole architettoniche). Saranno costituite da 4 montanti, una trave orizzontale di irrigidimento a quota 2.50 m ed due travi inclinate (tutti con sezione trasversale 16x20 cm) a sostegno della nuova copertura a lucernario, realizzata con travetti sempre in legno lamellare e lastre di vetro. Le connessioni degli elementi orizzontali a quelli verticali saranno effettuate con staffe in acciaio zincato, a scomparsa con profilo a T (H=160 mm, B=80 mm, s=6 mm). Il vincolo al piede sarà realizzato con portapilastri a croce rialzati, sempre in acciaio zincato. L'ancoraggio prevede una piastra di base 260x260 mm dello spessore di 12 mm, con 4 tirafondi ϕ 16 annegati nella trave di fondazione in c.a.

Esclusivamente nel corpo F saranno previsti due piccoli soppalchi, appoggiati tra il nuovo setto di spina in mattoni pieni e le intelaiature del Giardino d'ingresso 3. L'appoggio sarà realizzato tramite dei profili in acciaio zincato ad "L" (70x70x7 mm), fissati con barre ϕ 10 ogni 50 cm.

Per quanto riguarda le fondazioni saranno realizzate nuove fondazioni per i setti in mattoni pressati e per i portali in legno lamellare. Si realizzeranno delle travi in c.a. 60x80 cm, con armatura longitudinale doppia e simmetrica costituita da 6 ϕ 16 ai due lembi, inferiore e superiore, e da 2 ϕ 16 di parete per ciascun lato. L'armatura trasversale è composta da staffe ϕ 8 con passo 15 cm.

4 Caratteristiche dei materiali

Il progetto delle strutture, i calcoli e le conseguenti verifiche di resistenza sono state condotte con riferimento ai seguenti materiali strutturali:

- Muratura mattoni pieni (minimo $f_{bk} = 10 \text{ N/mm}_2$) e malta a prestazione garantita M10;
- Acciaio per carpenteria in profilati S275 zincati;
- Legno lamellare GL28h;
- Bulloni classe 8.8;
- Connettori per legno (viti e spinotti) in acciaio zincato;
- Malta reoplastica antiritiro;
- Calcestruzzo classe C28/35;
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata per c.a. tipo B450C;
- Resina per ancoraggi strutturali.

5 Inquadramento degli interventi di progetto ai sensi delle NTC 2018

Gli interventi su edifici esistenti sono trattati al capitolo 8 delle NTC 2018. Le norme prescrivono la valutazione della sicurezza ogni qualvolta si eseguano interventi che ricadono tra quelli previsti al paragrafo 8.4.

Gli interventi previsti negli edifici E ed F (inserimento di setti trasversali, consolidamento murature, rifacimento coperture con inserimento di cordoli) ricadono tra gli interventi per i quali è necessario che il progetto sia riferito all'intera costruzione e riporti le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Nel seguito della presente relazione sarà mostrato che tale rapporto nella configurazione finale di progetto risulta maggiore o uguale ad uno. Pertanto le strutture risultano verificate nella configurazione finale ai sensi delle NTC 2018.

Relativamente agli edifici A1 e B, gli interventi ricadono tra gli interventi locali per i quali è sufficiente la verifica della sicurezza degli elementi interessati dell'intervento. Tuttavia, così come fatto per i corpi E ed F è stata eseguita la verifica dell'intera costruzione, verificando che il rapporto ζ_E risulta maggiore di 1.

6 Azioni da considerarsi ai fini delle verifiche

La verifica dell'opera andrà eseguita tenendo in conto le seguenti azioni:

1. Pesi propri e sovraccarichi permanenti corrispondenti ai materiali posti in opera
2. Sovraccarichi non strutturali (finiture, manti di copertura, controsoffitti ecc.)
3. Sovraccarico accidentale per la destinazione d'uso prevista
4. Azione del vento
5. Azione sismica

Pesi propri

Muratura esistente in pietra calcarea	22.00 kN/m ³
Muratura nuova in mattoni pieni e malta	18.00 kN/m ³
Cls ordinario	25.00 kN/m ³
Acciaio per carpenteria	78.50 kN/m ³
Legno Lamellare	6.00 kN/m ³
Solai in pannelli sandwich tipo Timber	0.35 kN/m ²
Solaio esistente latero-cementizio	2.60 kN/m ²

Sovraccarichi permanenti non strutturali

Nuove coperture

Manto di copertura in tegole	0.60 kN/m ²
Vetro lucernari	0.50 kN/m ²

Solai esistenti

Massetto cementizio	1.80 kN/m ²
Pavimentazione	0.60 kN/m ²

Sovraccarichi accidentali

Tenendo conto delle destinazioni d'uso previste, si ha:

Sovraccarico accidentale (cat. H)	0,50 kN/ m ²
-----------------------------------	-------------------------

Pressione del vento

L'azione del vento si traduce in una pressione agente normalmente alle superfici investite dal vento, definita dalla relazione:

$$w = c_p \cdot c_d \cdot q$$

dove:

$c_d = 1$	coefficiente dinamico
c_p	coefficiente di forma
$q = q_b \cdot c_e(z)$	pressione del vento in funzione dell'altezza lungo la verticale dell'edificio
$c_e(z)$	coefficiente di esposizione
$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$	pressione cinetica di riferimento in cui è la densità dell'aria pari a 1,25 kg/mc e v_b è la velocità di riferimento per il periodo di ritorno desiderato

Il sito di riferimento è posto praticamente a livello del mare (a quota inferiore a 500 m s.l.m.) e quindi la velocità di riferimento per la zona 4 vale:

$$v_{b0} = 28 \text{ m/s}$$

La pressione cinetica di riferimento é:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 490.72 \text{ N/mq} = 0.491 \text{ kN/mq}$$

Per costruzioni in zona 4, classe di rugosità del sito A, altezza sul livello medio mare inferiore a 500 m e categoria di esposizione IV, le norme forniscono i seguenti coefficienti:

$$k_r=0,22 \quad z_0=0.30 \text{ m} \quad z_{min}=8.00 \text{ m}$$

con i quali é possibile determinare il coefficiente di esposizione $c_e(z)$ variabile con l'altezza dato da:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(z) = 1,63$$

I coefficienti di pressione, massimi e minimi, valgono:

$$c_{p+}=0.6$$

$$c_{p-}=-0.60$$

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

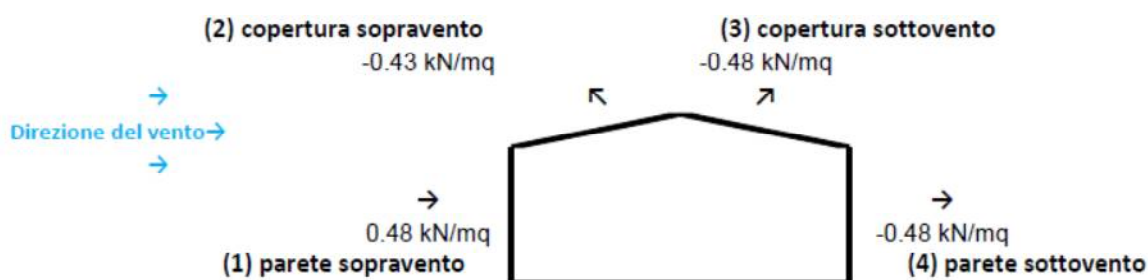
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	$p \text{ [kN/m}^2\text{]}$	c_d	c_t	c_e	c_p	$P \text{ [kN/m}^2\text{]}$
(1) par. sopravent.	0.491	1.00	1.00	1.634	0.60	0.48
(2) cop. sopravent.	0.491	1.00	1.00	1.634	-0.54	-0.43
(3) cop. Sottovent.	0.491	1.00	1.00	1.634	-0.60	-0.48
(4) par. sottovent.	0.491	1.00	1.00	1.634	-0.60	-0.48



Combinazioni di carico

Per il progetto e la verifica dei vari elementi strutturali si è fatto riferimento alle combinazioni delle condizioni elementari di carico statiche e dinamiche per la valutazione dei diversi stati limite.

Nel tabulato di calcolo allegato, tali combinazioni sono completamente descritte nel loro sviluppo ogni qual volta si esponga un risultato del calcolo o delle verifiche.

Nel seguito si descrivono le espressioni formali delle varie combinazioni utilizzate.

Stati limite ultimi

Condizioni statiche

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \gamma_{Qki} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad \text{nel tipo STR}$$

Condizioni sismiche

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spettro di progetto agli SLU}) \text{ nel tipo STR}$$

Condizioni sismiche in fondazione

$$G_1 + G_2 + P + 1,3 \cdot E + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spettro di progetto agli SLU}) \text{ nel tipo STR}$$

Stati limite di esercizio

Condizioni statiche

$$\text{Combinazione rara} \quad G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione frequente} \quad G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione quasi permanente} \quad G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Condizioni sismiche

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (\text{spettro di progetto agli SLE})$$

7 Azione sismica ed inquadramento

Per quanto riguarda l'inquadramento sismico, le opere in progetto ricadono nel Comune di Trapani, incluso tra le zone sismiche di seconda categoria ai sensi dell'O.P.C.M. n.3519 del 28/04/2006.

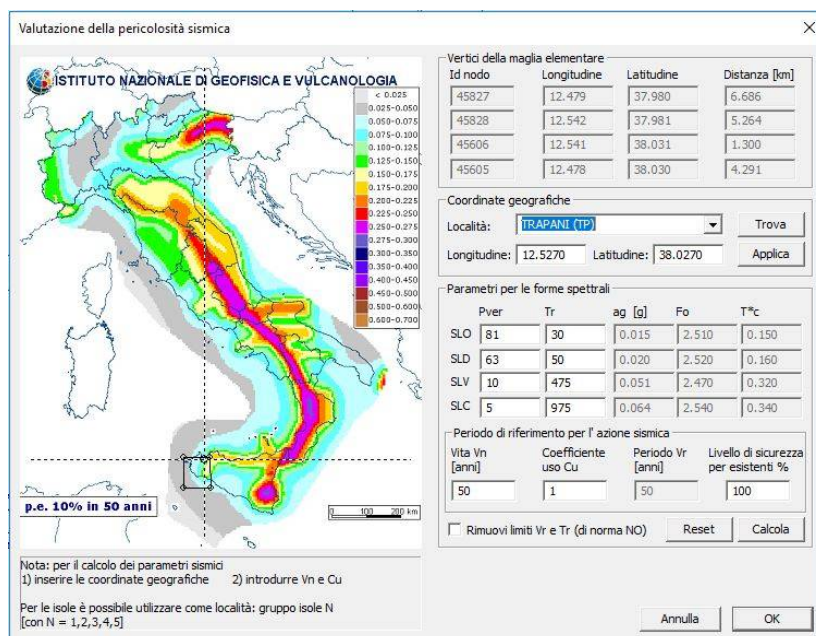
Per la definizione delle azioni sismiche di progetto, ai sensi delle NTC 2018, le opere rientrano tra quelle appartenenti alla Classe d'Uso II, con una Vita Nominale V_n pari a 50 anni.

Il periodo di riferimento V_R ai fini della determinazione delle azioni sismiche è, quindi, pari a 50 anni.

La categoria del sottosuolo di fondazione, definita in base alla velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 metri di profondità (V_{s30}), è stata determinata attraverso prove geofisiche in situ. I valori di V_{s30} ottenuti oscillano tra al limite tra la classificazione di tipo B e C.

A vantaggio di sicurezza per le analisi del presente studio si è ritenuto opportuno adottare una categoria di tipo C, mentre dal punto di vista topografico il sito rientra nella categoria T1 (superfici pianeggianti).

La pericolosità del sito in oggetto (lat. 38,0270°, long. 12,5270°) è definita dai parametri riportati nella figura seguente:



Per maggiori dettagli sulla classificazione sismica si rimanda alla relazione sulle indagini sismiche allegata al progetto esecutivo.

Considerando una vita nominale $V_N = 50$ anni ed una Classe d'uso III ($C_U = 1.0$), si ottiene un periodo di riferimento $V_R = 50$ anni e di conseguenza, i parametri di riferimento per gli spettri di risposta elastici associati ai diversi Stati Limite riportati in Figura.

Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N =$

Classe d'uso: Classe II (normali affollamenti)

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 50$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)
Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale						
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	
SLO	30	0.015	1.500	1.500	2.507	0.097	0.291	1.660	0.015	1.000	0.415	0.050	0.150	1.000	
SLD	50	0.020	1.500	1.500	2.521	0.104	0.313	1.680	0.020	1.000	0.481	0.050	0.150	1.000	
SLV	475	0.051	1.500	1.500	2.467	0.163	0.489	1.804	0.051	1.000	0.752	0.050	0.150	1.000	
SLC	975	0.064	1.500	1.500	2.541	0.170	0.510	1.856	0.064	1.000	0.868	0.050	0.150	1.000	

A partire da questi parametri di riferimento dell'azione sismica, si ricavano gli Spettri di risposta Elastici della componente orizzontale del moto per i diversi Stati Limite, dalle equazioni riportate nel D.M.17/01/2018 al § 3.2.3.2.1

A questo proposito si precisa che l'azione sismica viene valutata mediante **Analisi dinamica lineare** (§7.3.3.1 delle NTC18).

Ai sensi del §3.2.3.5 del D.M.17/01/2018, nel caso in cui l'azione sismica venga implementata attraverso un'analisi dinamica lineare, lo Spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, si ottiene sostituendo alle equazioni dello Spettro di risposta Elastico $S_e(T)$ (precedentemente riportate) il termine η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento del manufatto da progettare.

Il fattore di comportamento (definito nel §7.3.1 del D.M.17/01/2018) permette di abbattere i valori dello spettro di risposta elastico tenendo conto della duttilità della struttura stessa.

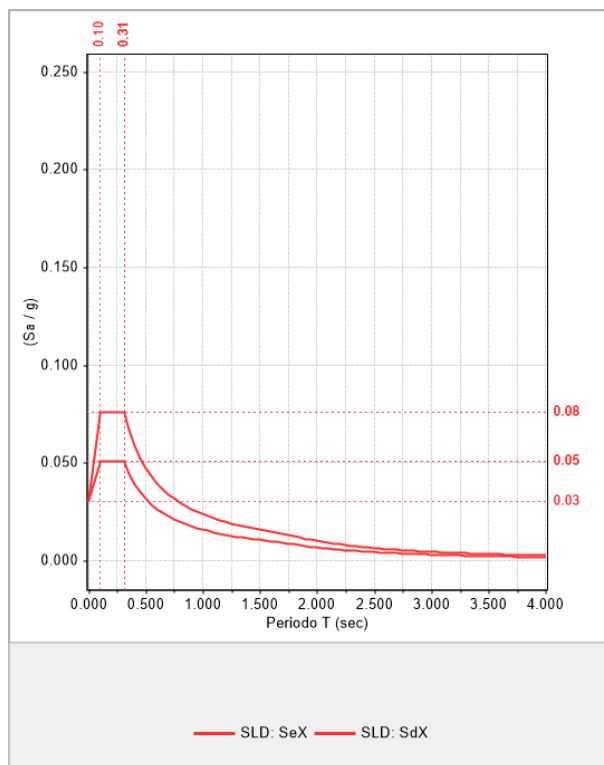
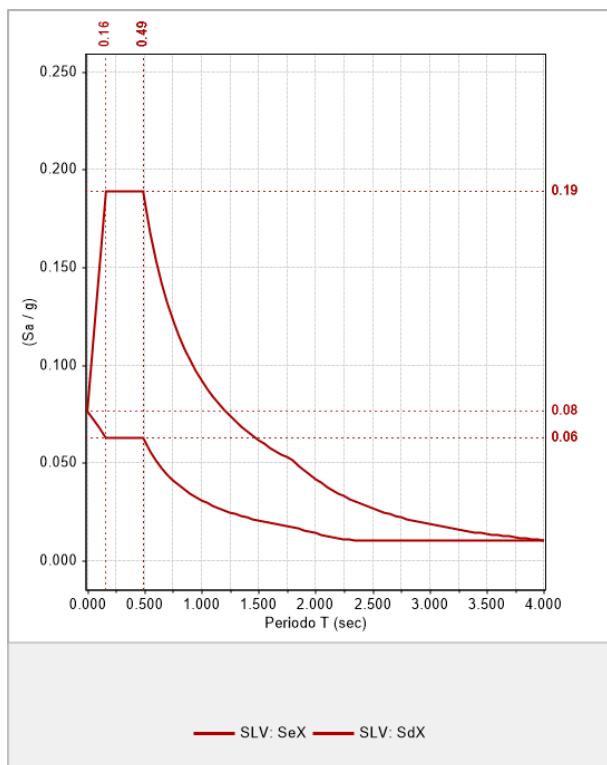
La struttura in oggetto, poiché rientra nell'ambito delle strutture in muratura ed è una struttura regolare sia in pianta che in altezza, si caratterizza – dal punto di vista della risposta sismica - con un **coefficiente di comportamento $q = 3,00$** .

Per quanto riguarda le strutture di fondazione, ai sensi del §7.2.5 del D.M. 17/01/2018, la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno è eseguito assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo. Alla luce delle considerazioni fatte in precedenza, anche per la verifica delle opere di fondazione si utilizzeranno le sollecitazioni derivanti dall'analisi eseguita sulle struttura in elevazione senza ulteriori coefficienti di amplificazione.

Per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio (SLE), si adottano i seguenti valori del fattore di comportamento per gli Stati Limite previsti, relativamente a tutte le opere in oggetto:

- Stato Limite di Danno (SLD): $q=1,5 (\leq 1,5)$;
- Stato Limite di Operatività (SLO): $q=1$.

Di seguito si riportano gli spettri elastici e di progetto.



Per tutti i fabbricati sono state eseguite analisi statiche e sismiche lineari.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante **analisi dinamica lineare**.

Il metodo di modellazione della struttura è agli elementi finiti.

8.1 Valutazione globale della sicurezza

Per l'analisi del comportamento globale delle strutture nei confronti dell'azione sismica nello stato di progetto e, quindi, della valutazione della sicurezza globale così come richiesto dalla vigente normativa per gli interventi di adeguamento, sono state condotte analisi strutturali con elaborazione numerica computerizzata di un codice di calcolo agli elementi finiti, su modello tridimensionali della struttura definito sulla base dei risultati dei rilievi effettuati.

La modellazione numerica della struttura secondo lo schema a telaio equivalente, la elaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma **PCM2020**, sviluppato dalla AEDES Software s.r.l. di San Miniato Basso (PI). Nella premessa dell'allegato fascicolo dei calcoli, si riporta un'ampia descrizione del software e delle metodologie computazionali utilizzate.

L'analisi è stata condotta per il programma indicato, utilizzando regolare licenza d'uso con codice QSIKGSSQ.

8.2 Analisi strutturali elementi secondari

Gli elementi secondari quali le capriate e le intelaiature in legno lamellare sono stati modellati ed analizzati con un ulteriore codice di calcolo. La modellazione numerica della struttura, la rielaborazione dei risultati dell'analisi agli Elementi Finiti, la progettazione-verifica degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il programma **PRO_SAP Professional Structural Analysis Program** sviluppato dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara.

Il solutore ad elementi finiti utilizzato è **e_SAP**.

Il programma è stato utilizzato nelle versioni con licenza ENTRY ed E-TIME, valide per scopi professionali.

8.3 Affidabilità dei codici

AEDES PCM2020

La qualità dei codici dal punto di vista numerico e delle caratteristiche degli elementi implementati, è dimostrata mediante vasti manuali contenenti una serie di test con i quali si dimostrano le modalità di convergenza dei vari elementi oltre a verificare le soluzioni raggiunte con analisi non convenzionali (instabilità ed analisi non lineari) in confronto con le soluzioni teoriche degli stessi problemi.

Sia il pre-processore che il solutore sono dotati di controlli specifici di autodiagnostica in grado di eseguire i controlli sulla coerenza geometrica del modello (nodi o elementi doppi, nodi fra loro quasi coincidenti ecc.), sulla presenza di labilità locali o generali, sulla qualità della soluzione raggiunta (controlli sui termini pivotali, controlli sui residui di convergenza ecc.).

PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Il solutore è dotato di ampio manuale d'uso nel quale vengono descritti – oltre alla sintassi dei vari comandi per il solutore – i metodi di calcolo ed i fondamenti teorici degli stessi.

Il programma permette l'esecuzione di analisi statiche in regime lineare e non lineare (non linearità geometrica, discreta e di materiale), l'analisi dinamica modale lineare e l'analisi di instabilità.

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/>.

8.4 Modello di calcolo globale delle strutture

Le opere, sono state schematizzate modellando i vari maschi murari, le relative aperture, i solai di copertura e le travi di fondazione (si sono inserite travi di sezione con larghezza pari allo spessore della muratura soprastante e di altezza $h = 120$ cm.)

I solai di copertura a falde sono stati modellati come deformabili, con la loro inclinazione (pari a circa 22°), considerando la loro natura non spingente, in quanto orditi in direzione parallela alla linea di colmo.

I solai di copertura del tipo in latero-cemento sono stati schematizzati come rigidi nel loro piano.

Sulla base della geometria dei vari elementi, il programma costruisce un modello a telaio equivalente estremamente efficace per le analisi sismiche.

Gli elementi delle capriate e delle intelaiature in legno sono stati inseriti nel modello di calcolo al fine di una più corretta trasmissione dei carichi ma non partecipano come elementi resistenti al sisma. Il calcolo e le verifiche relative sono state effettuate separatamente.

Gli elementi che modellano le fondazioni in muratura sono su suolo elastico caratterizzato da una costante di Winkler di $0,016 \text{ N/mm}^3$.

8.5 Modello di calcolo delle strutture secondarie

Le strutture secondarie sono essenzialmente le capriate ed i tali in legno lamellare presenti nei corpi E ed F. Il calcolo statico e le verifiche strutturali sono state condotte con un codice di calcolo agli elementi finiti. Le verifiche sono eseguite con il metodo degli stati limite.

Le capriate sono vincolate alle murature perimetrali da un lato con un appoggio fisso e dall'altro con un appoggio scorrevole in modo tale da non trasmettere alle murature portanti reazioni orizzontali per effetto delle azioni gravitazionali (coperture non spingenti).

I montanti delle intelaiature sono poggiate a terra su una trave di fondazione in c.a.. La trave orizzontale a quota $+2.50$ m è incernierata ai montanti ed alle estremità poggia sulla muratura con un appoggio scorrevole da un lato ed uno fisso dall'altro. Le travi inclinate sono vincolate a cerniera rispetto alla sezione di testa delle colonne.

Entrambe le strutture sono state schematizzate con elementi monodimensionali. Come detto, i nodi interni sono considerati cerniere, svincolando alla rotazione le estremità delle aste mentre i vincoli esterni sono appoggi: uno fisso ed uno scorrevole.

9 Validazione dei modelli di calcolo

In questo capitolo si espongono tutti i controlli necessari a verificare la correttezza del modello e la rispondenza delle analisi alle ipotesi che hanno condotto alla formulazione del tipo di analisi eseguita.

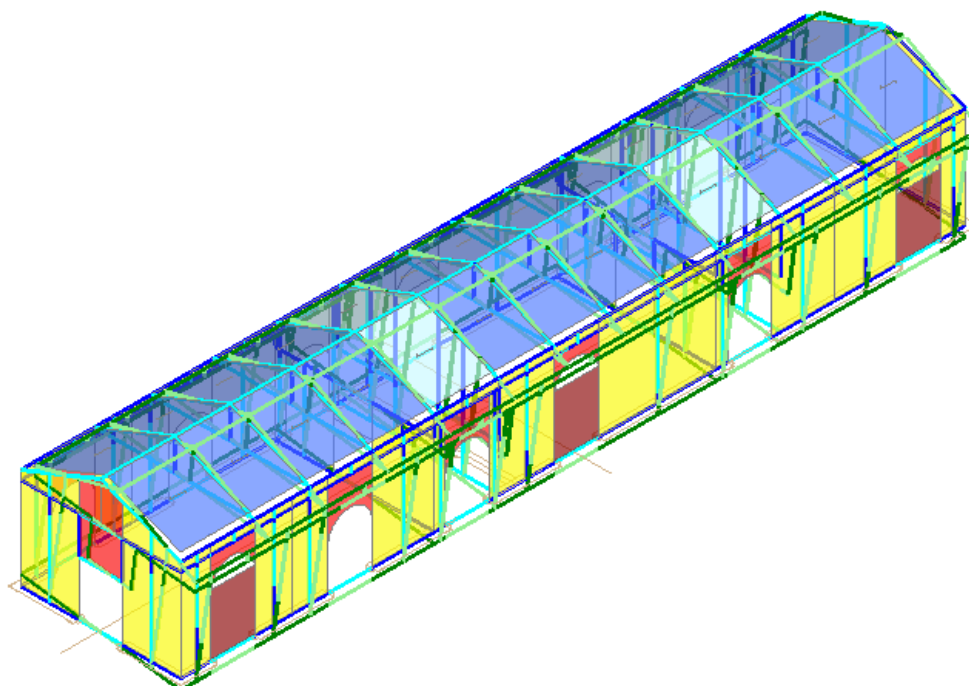
Ciò porterà al giudizio di accettabilità dei risultati di cui al punto 10.2 del DM 2018.

Per verificare la correttezza del modello di calcolo utilizzato, si eseguono i seguenti controlli:

1. si verifica il raggiungimento di una massa partecipante di entità tale da verificare i limiti di norma;
2. si verificano le deformate modali significative per controllare la correttezza dal punto di vista cinematico del modello.

Edificio E

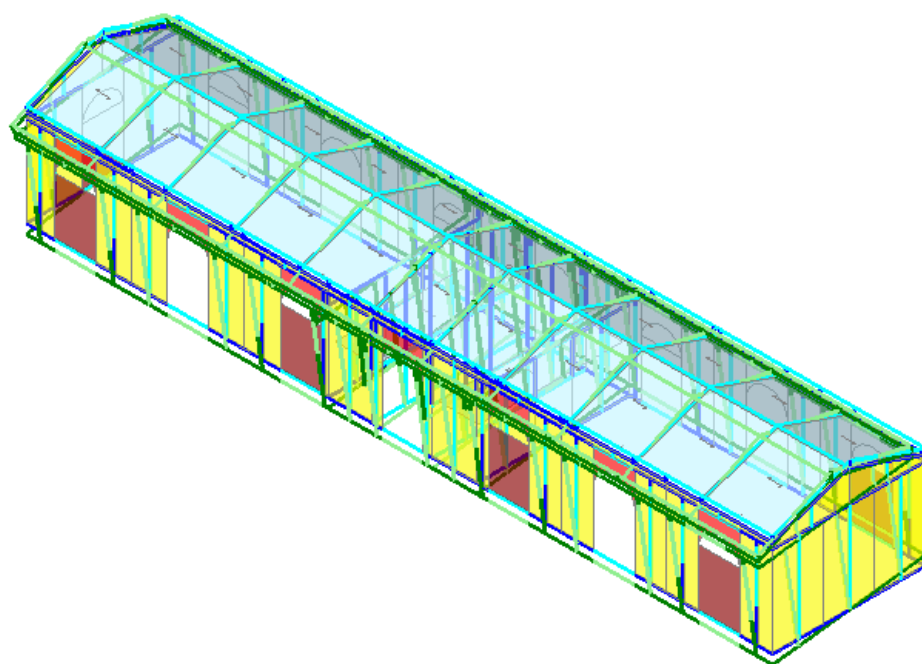
Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	8.98952E02	4.8E00	0.210	0.000	70.179	0.002	0.000	70.179	0.002	4.935	4.926	4.919
2	1.99503E03	7.1E00	0.141	13.904	0.004	2.456	13.904	70.183	2.458	4.926	4.900	5.147
3	2.78278E03	8.4E00	0.119	0.426	0.001	97.205	14.330	70.184	99.662	4.924	4.944	5.080
4	8.61120E03	1.5E01	0.068	0.247	0.086	0.000	14.577	70.270	99.662	4.888	4.861	5.019
5	1.13446E04	1.7E01	0.059	0.541	0.000	0.041	15.118	70.270	99.703	4.914	4.934	5.586
6	1.21337E04	1.8E01	0.057	1.545	0.000	0.047	16.664	70.270	99.750	4.913	4.868	5.670
7	1.27685E04	1.8E01	0.056	2.381	0.000	0.005	19.044	70.270	99.754	4.913	4.890	5.829
8	1.29944E04	1.8E01	0.055	0.216	0.000	0.093	19.260	70.270	99.847	4.912	5.032	5.577
9	1.32910E04	1.8E01	0.055	0.872	0.000	0.022	20.132	70.270	99.869	4.912	4.859	5.738
10	1.38659E04	1.9E01	0.053	1.609	0.000	0.022	21.741	70.270	99.891	4.911	4.856	5.786
11	1.39676E04	1.9E01	0.053	0.012	0.000	0.021	21.754	70.270	99.912	4.911	4.931	5.746
12	1.48702E04	1.9E01	0.052	0.059	0.000	0.031	21.813	70.270	99.943	4.910	4.776	5.604
13	1.66226E04	2.1E01	0.049	7.103	0.072	0.037	28.915	70.342	99.980	4.908	4.925	5.605
14	1.69412E04	2.1E01	0.048	70.700	0.041	0.001	99.615	70.383	99.982	4.907	4.768	5.285
15	1.75484E04	2.1E01	0.047	0.109	0.039	0.002	99.724	70.422	99.983	4.907	4.888	5.891
16	2.01199E04	2.3E01	0.044	0.024	29.253	0.000	99.749	99.675	99.984	4.906	4.886	4.928



Deformata modale

Edificio F

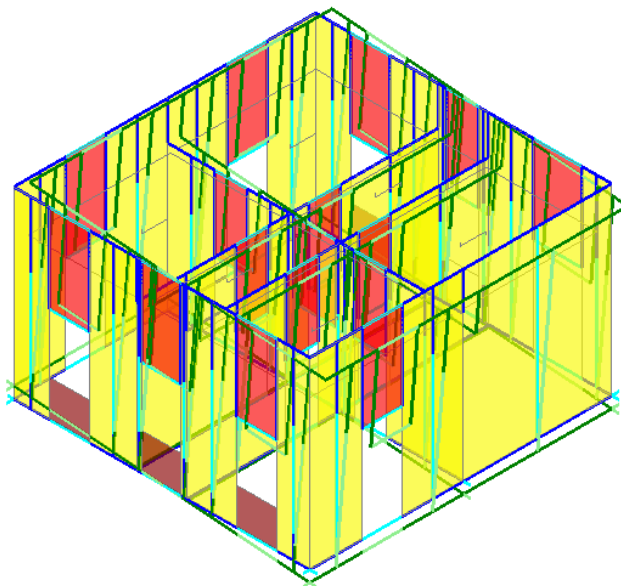
Modo	Autovalore (rad/sec)^2	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	9.59921E02	4.9E00	0.203	0.000	72.149	0.000	0.000	72.149	0.000	4.203	5.088	5.104
2	2.06291E03	7.2E00	0.138	17.850	0.000	0.091	17.850	72.149	0.091	5.087	5.074	5.288
3	2.96111E03	8.7E00	0.115	0.020	0.000	97.839	17.870	72.149	97.930	5.087	5.051	5.262
4	7.37045E03	1.4E01	0.073	0.045	0.000	0.178	17.915	72.149	98.108	5.081	5.057	5.898
5	7.81505E03	1.4E01	0.071	0.139	0.000	0.008	18.053	72.149	98.116	5.081	5.043	6.347
6	7.86158E03	1.4E01	0.071	0.000	0.102	0.000	18.053	72.251	98.116	2.584	4.924	5.109
7	7.98040E03	1.4E01	0.070	1.124	0.000	0.050	19.178	72.251	98.167	5.081	5.064	6.329
8	8.19170E03	1.4E01	0.069	0.000	0.000	0.000	19.178	72.251	98.167	5.080	5.081	6.732
9	8.23365E03	1.4E01	0.069	5.745	0.000	0.010	24.922	72.251	98.177	5.081	5.001	6.358
10	8.41437E03	1.5E01	0.068	0.033	0.000	0.032	24.955	72.251	98.209	5.080	5.067	6.425
11	8.51580E03	1.5E01	0.068	0.373	0.000	0.022	25.329	72.251	98.230	5.080	5.044	6.458
12	8.60556E03	1.5E01	0.068	0.019	0.000	0.033	25.347	72.251	98.263	5.080	5.067	6.413
13	8.70982E03	1.5E01	0.067	0.542	0.000	1.426	25.889	72.251	99.689	5.080	4.976	5.768
14	9.77107E03	1.6E01	0.064	5.655	0.000	0.271	31.545	72.251	99.961	5.079	4.850	5.805
15	1.13761E04	1.7E01	0.059	68.454	0.000	0.003	99.998	72.251	99.964	5.077	5.077	5.384
16	1.44474E04	1.9E01	0.052	0.000	0.494	0.000	99.998	72.745	99.964	2.916	5.066	5.635
17	1.53502E04	2.0E01	0.051	0.000	0.528	0.000	99.998	73.273	99.964	2.740	5.065	5.597
18	2.02049E04	2.3E01	0.044	0.000	26.725	0.000	99.998	99.999	99.964	2.932	5.056	5.114



Deformata modale

Edificio A1

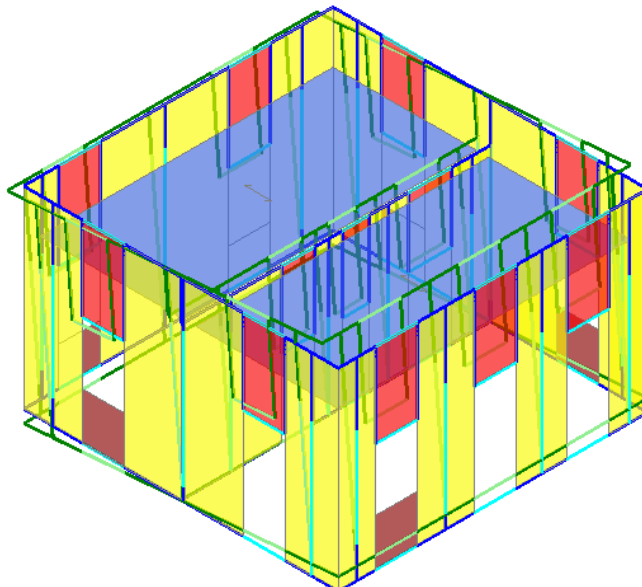
Modo	Autovalore (rad/sec)^2	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	6.13633E02	3.9E00	0.254	78.109	0.004	0.001	78.109	0.004	0.001	5.675	5.669	5.422
2	6.95690E02	4.2E00	0.238	0.004	74.446	0.007	78.112	74.450	0.008	5.674	5.678	5.476
3	2.90004E03	8.6E00	0.117	0.001	0.006	99.991	78.113	74.456	99.999	5.623	5.665	5.263
4	9.51646E03	1.6E01	0.064	0.032	0.021	0.000	78.145	74.477	99.999	3.910	3.848	5.487
5	2.16888E04	2.3E01	0.043	21.676	0.002	0.000	99.820	74.480	99.999	5.449	4.960	5.382
6	3.82491E04	3.1E01	0.032	0.002	24.858	0.000	99.823	99.338	99.999	4.172	5.465	5.437



Deformata modale

Edificio B

Modo	Autovalore (rad/sec)^2	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	5.86190E02	3.9E00	0.260	0.019	74.739	0.002	0.019	74.739	0.002	5.668	5.676	5.606
2	6.44441E02	4.0E00	0.248	75.249	0.017	0.000	75.268	74.756	0.002	5.675	5.678	5.439
3	2.32094E03	7.7E00	0.130	0.000	0.001	99.998	75.268	74.757	99.999	3.788	5.707	5.376
4	1.17710E04	1.7E01	0.058	0.656	0.000	0.000	75.924	74.757	99.999	4.922	3.269	5.422
5	2.46029E04	2.5E01	0.040	0.312	24.304	0.000	76.236	99.061	100.000	5.422	5.488	5.589
6	2.91113E04	2.7E01	0.037	22.695	0.360	0.000	98.931	99.421	100.000	5.510	5.283	5.401



Deformata modale

9.1 Giudizio sull'attendibilità dei risultati

Come riportato nelle tabelle precedenti per ciascun fabbricato, le masse movimentate complessive sia in direzione X che in direzione Y sono sempre superiori a 85%.

Le deformate riportate nelle immagini precedenti possono considerarsi regolari da un punto di vista cinematico, non si notano distacchi o spostamenti anomali dovuti a labilità o sconnessioni fra gli elementi.

Da quanto riportato ai paragrafi precedenti, è possibile esprimere un giudizio decisamente positivo sulla qualità della soluzione raggiunta con il modello utilizzato.

Esso risulta corretto sia da un punto di vista deformativo (vincoli, connessioni fra gli elementi, formulazione del modello elastico di ogni elemento, ecc.), sia sul rispetto delle ipotesi sul comportamento della struttura che hanno portato alla scelta del tipo di analisi da condurre.

Il modello numerico adottato per la struttura in oggetto ed il quadro analitico scelto, possono quindi intendersi come approssimazioni del tutto sufficienti a descriverne il comportamento statico e dinamico, fornendo risultati assolutamente adeguati per la successiva fase di verifica delle sezioni in modo da assicurare il prescritto grado di sicurezza per l'opera.

10 Risultati delle analisi globali

Le analisi strutturali sono state condotte mediante **analisi statiche e dinamiche lineare**; il metodo di calcolo delle strutture è agli elementi finiti con modellazione a telai equivalenti delle maschi murari.

Il metodo di verifica adottato è il "metodo agli Stati Limite" come specificato nel D.M. 17 Gennaio 2018 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Si definisce *Stato Limite* uno stato raggiunto il quale la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita. Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

In generale gli stati limite si suddividono in due categorie:

Stati Limite Ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "*metodo dei coefficienti parziali*" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

nella quale:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot F_j$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot E_j$.

Stati Limite di Esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

Nei paragrafi successivi per ciascun edificio sono illustrati i risultati delle verifiche eseguite.

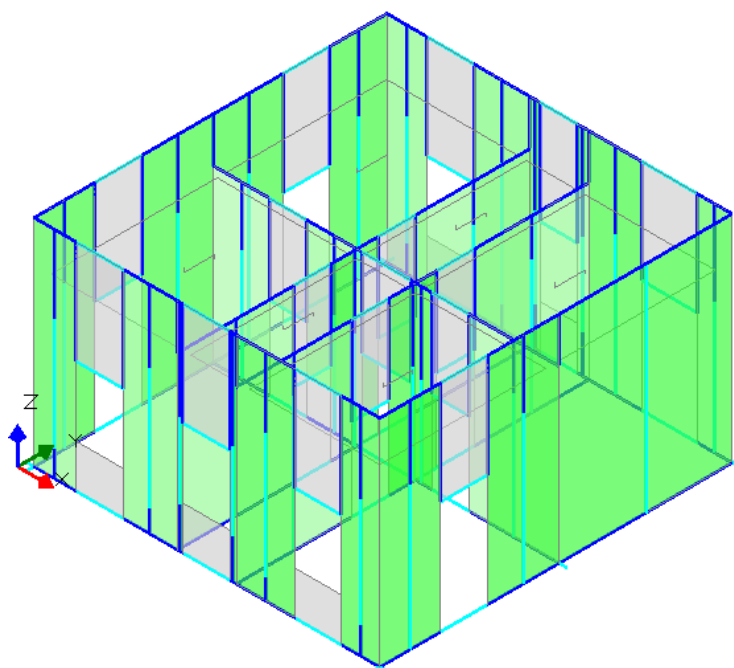
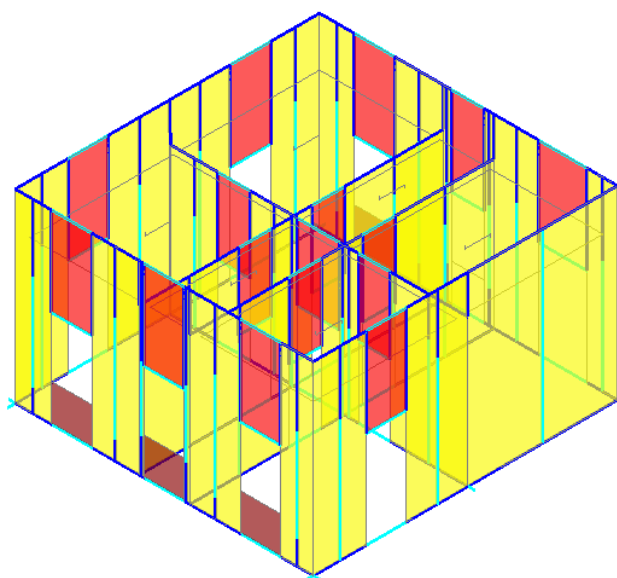
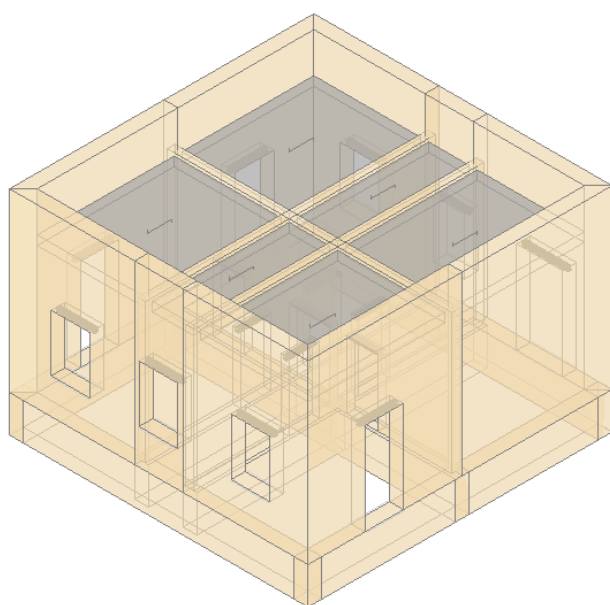
Sui vari pannelli murari sono state condotte le seguenti verifiche:

- Pressoflessione nel piano
- Pressoflessione ortogonale al piano
- Taglio per scorrimento
- Taglio per fessurazione diagonale

Le verifiche sui vari elementi strutturali sono riportate nei singoli fascicoli dei calcoli allegati al progetto.

10.1 Edificio A1

Nel seguito si riportano gli schemi grafici riportanti le verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche relative all'edificio A1.



Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.588	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	>> 1	
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.009	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.760	100%

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura			Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES) Ed.esistente, CU II: obbligatoria			Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800		
			VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.076 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %		
			Indicatori di rischio (zeta,E),SLV		
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.642	100%	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]	>> 1		Verifica di Resistenza nel piano		
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	1.002	100%	0.078	490	9.702
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	2.806	100%	0.123	>=2475	2
			PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
			1.026	1.032	52
			1.618	5.211	261

Nelle figure precedenti sono riportati il modello tridimensionale del fabbricato, il modello strutturale a telai equivalenti e lo schema grafico di verifica con le tabelle sintetica dei coefficienti di sicurezza in fase statica e in fase sismica.

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	5.591
SLD	4.100
SLV	1.026

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.022	30
SLD	0.030	50
SLV	0.076	475

Analisi eseguite:

- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 3.000
- Analisi cinematica
- Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 3.000
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.743

Verifiche di rigidità (RIG)

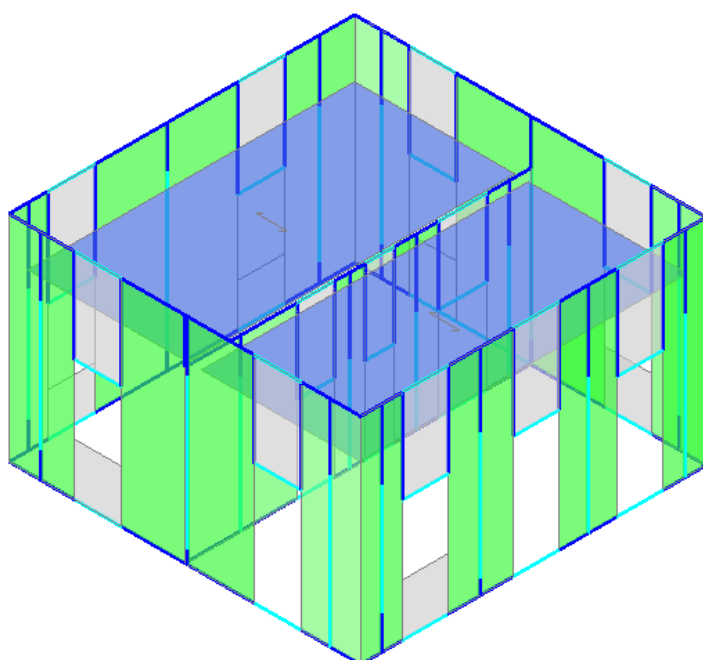
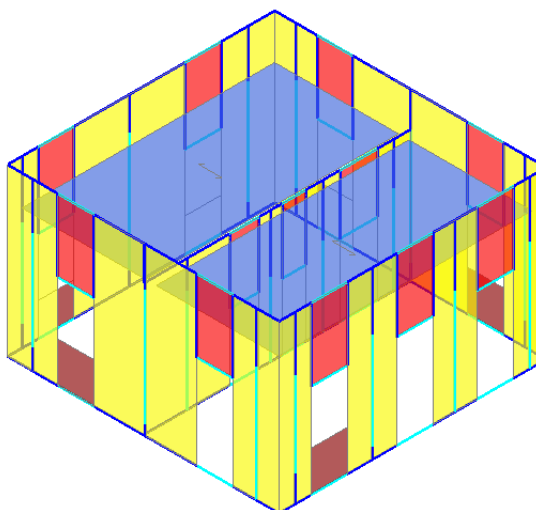
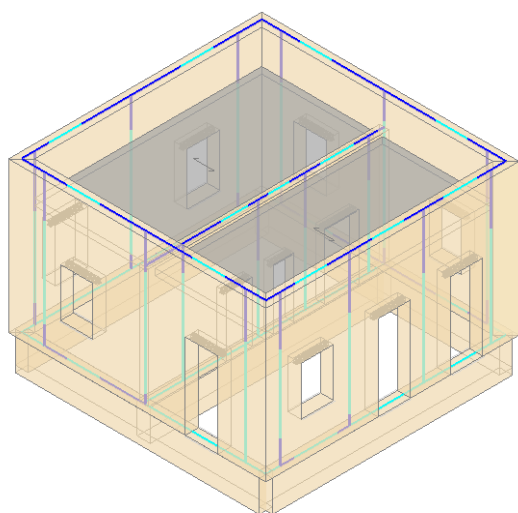
Stato Limite	PGAC (g)	•E (PGAC/PGAD)	TRC (anni)	•E (TRC/TRD)
SLO	>=0.123	5.591	>=2475	82.500
SLD	>=0.123	4.100	>=2475	49.500

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA_c (g)	ζ_E (PGA_c/PGA_D)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.039	1.300	89	1.789
Resistenza fuori piano del pannello	0.118	3.933	2101	42.015
SLV	PGA_c (g)	ζ_E (PGA_c/PGA_D)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.078	1.026	490	1.031
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.123	1.618	≥ 2475	5.211
Cinematismo	0.109	1.425	1558	3.280

10.2 Edificio B

Nel seguito si riportano gli schemi grafici riportanti le verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche relative all'edificio B.



Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.787	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	$\gg 1$	
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.904	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	3.617	100%

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura			Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES) Ed.esistente, CU II: obbligatoria			Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800		
VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.076 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %			Indicatori di rischio (zeta,E),SLV		
Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.861	100%	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]	>> 1		Verifica di Resistenza nel piano		
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	1.789	100%	0.123	>=2475	2
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	3.301	100%	0.123	>=2475	2
			PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
			1.618	5.211	261
			1.618	5.211	261

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	5.591
SLD	4.100
SLV	1.608

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.022	30
SLD	0.030	50
SLV	0.076	475

Analisi eseguite:

- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 3.000
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 3.000
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.743

Verifiche di rigidezza (RIG)

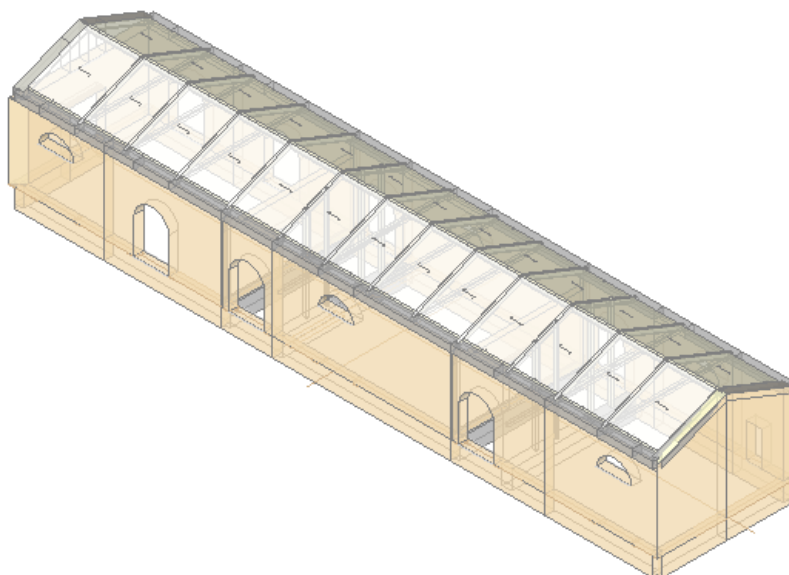
Stato Limite	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLO	>=0.123	5.591	>=2475	82.500
SLD	>=0.123	4.100	>=2475	49.500

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.098	3.267	1064	21.273
Resistenza fuori piano del pannello	>=0.123	4.100	>=2475	49.500
SLV	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	>=0.123	1.618	>=2475	5.211
Resistenza fuori piano del pannello	>=0.123	1.618	>=2475	5.211
Cinematismo	0.123	1.608	2475	5.211

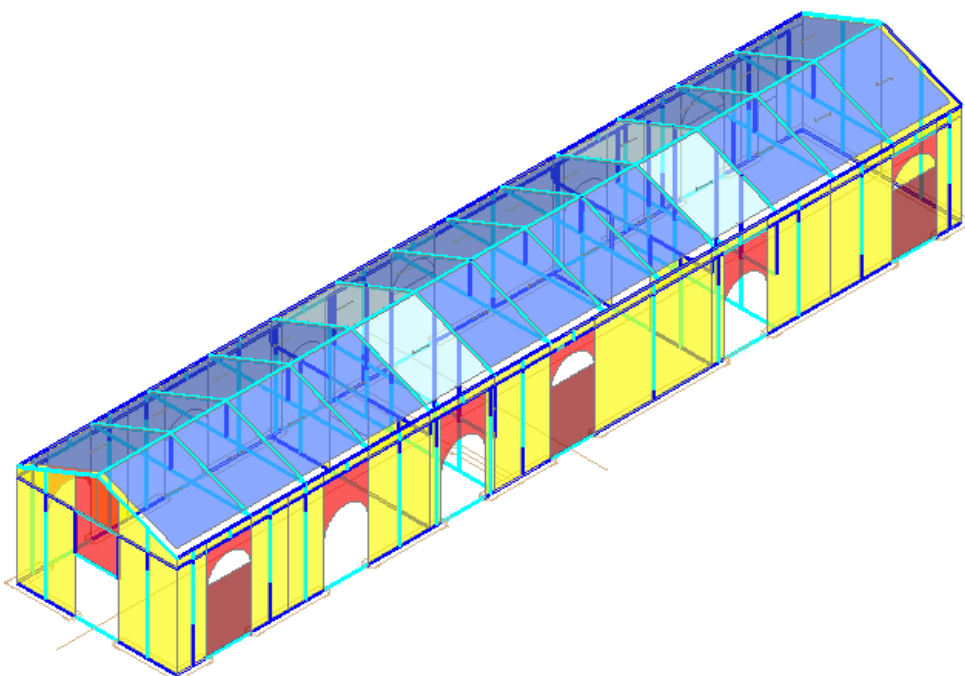
10.3 Edificio E

Nel seguito si riportano gli schemi grafici riportanti le verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche relative all'edificio E.

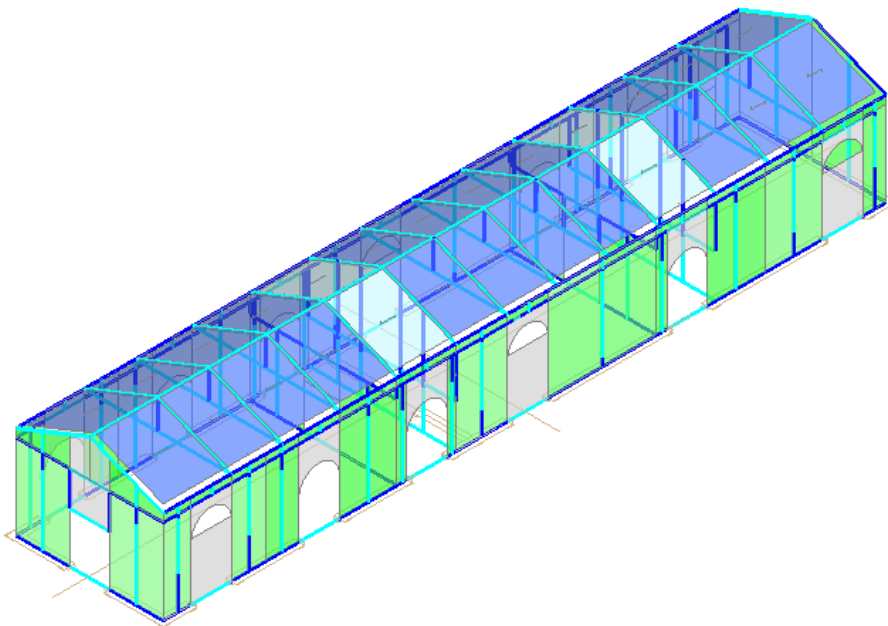


Modello tridimensionale di input

- Maschio
- Striscia
- Sottofinestra
- Colonna
- Trave
- Blocco
- Asta generica



Modello tridimensionale a telai equivalenti



Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.20...

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.159	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.329	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.159	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.062	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	1.342	

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi



Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed. esistente, CU II: obbligatoria

Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.424	100%
Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2]	1.579	100%
Taglio fessuraz. diag. [§8.7.1.5]	1.227	100%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.983	100%
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	1.046	

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio

Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.076 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Verifica di Resistenza nel piano					
0.109	1558	3.158	1.434	3.280	164
Verifica di Resistenza fuori piano					
0.123	>=2475	2	1.618	5.211	261
Capacità limite in fondazione					
0.084	657	7.329	1.105	1.383	69

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	5.591
SLD	4.100
SLV	1.105

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.022	30
SLD	0.030	50
SLV	0.076	475

Analisi eseguite:

- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: $q(\text{SLD}) = 1.500$, $q(\text{SLV}) = 3.000$
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input $(\alpha, U/\alpha, 1) = 1.50$: $q = 3.000$
- secondo §7.3.1 [$S_e(\text{SLV}) \geq S_e(\text{SLD})$]: $q \geq 3.743$

Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Limite	PGA_C (g)	$\zeta_E (\text{PGA}_C/\text{PGA}_D)$	TR_C (anni)	$\zeta_E (\text{TR}_C/\text{TR}_D)$
SLO	≥ 0.123	5.591	≥ 2475	82.500
SLD	≥ 0.123	4.100	≥ 2475	49.500

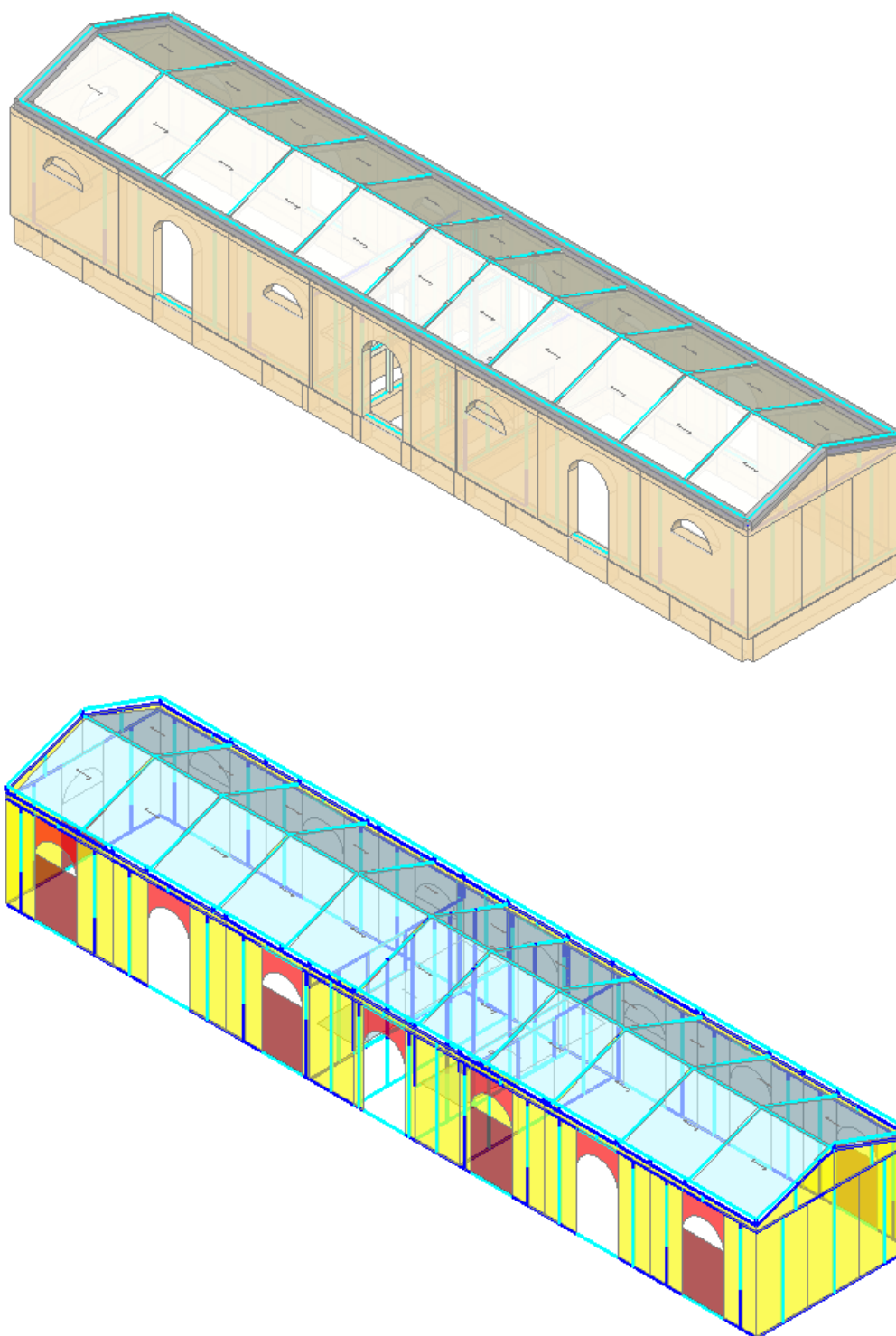
Verifiche di resistenza (RES)

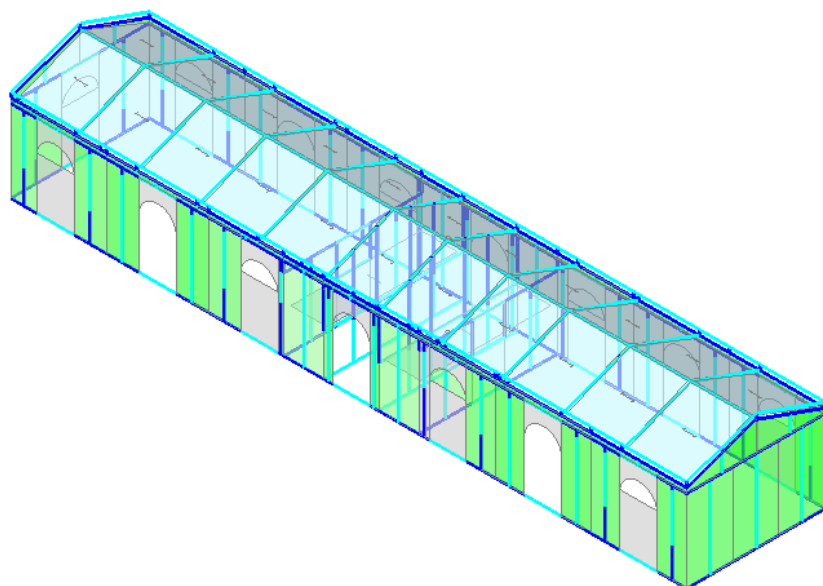
SLD	PGA_C (g)	$\zeta_E (\text{PGA}_C/\text{PGA}_D)$	TR_C (anni)	$\zeta_E (\text{TR}_C/\text{TR}_D)$
Resistenza nel piano del pannello	0.063	2.000	240	4.791
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.123	4.100	≥ 2475	49.500

SLV	PGA_C (g)	$\zeta_E (\text{PGA}_C/\text{PGA}_D)$	TR_C (anni)	$\zeta_E (\text{TR}_C/\text{TR}_D)$
Resistenza nel piano del pannello	0.109	1.434	1558	3.280
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.123	1.618	≥ 2475	5.211
Cinematismi	0.084	1.105	675	1.383

10.4 Edificio F

Nel seguito si riportano gli schemi grafici riportanti le verifiche sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche relative all'edificio F.





Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.067	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	1.474	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.274	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	2.620	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1]

1.488

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU II: obbligatoria

Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	1.215	100%
Taglio scorcimento [§7.8.2.2.2]	1.757	100%
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	1.394	100%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	4.699	100%

SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

1.143

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio

Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.076 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Verifica di Resistenza nel piano					
0.117	2044	2.417	1.539	4.303	215
Verifica di Resistenza fuori piano					
0.123	>=2475	2	1.618	5.211	261
Capacità limite in fondazione					
0.100	1191	4.111	1.316	2.507	126

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	5.591
SLD	4.100
SLV	1.316

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.022	30
SLD	0.030	50
SLV	0.076	475

Analisi eseguite:

- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: $q(\text{SLD}) = 1.500$, $q(\text{SLV}) = 3.000$
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input $(\alpha, U/\alpha, 1) = 1.50$: $q = 3.000$

Verifiche di rigidità (RIG)

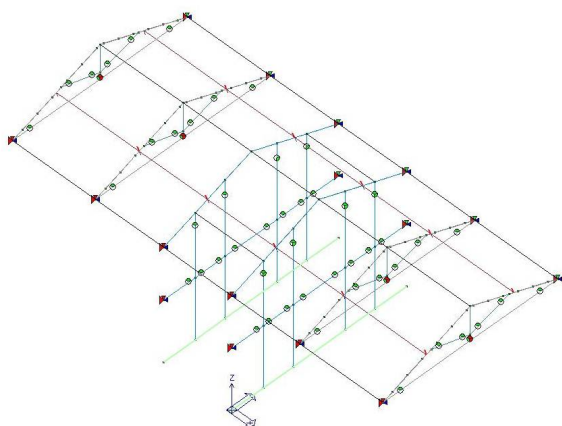
Stato Limite	PGA_c (g)	ζ_E ($\text{PGA}_c/\text{PGA}_D$)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
SLO	≥ 0.123	5.591	≥ 2475	82.500
SLD	≥ 0.123	4.100	≥ 2475	49.500

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA_c (g)	ζ_E ($\text{PGA}_c/\text{PGA}_D$)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.072	2.400	415	8.301
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.123	4.100	≥ 2475	49.500
Capacità limite in fondazione	≥ 0.123	4.100	≥ 2475	49.500
SLV	PGA_c (g)	ζ_E ($\text{PGA}_c/\text{PGA}_D$)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.117	1.539	2044	4.303
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.123	1.618	≥ 2475	5.211
Capacità limite in fondazione	0.100	1.316	1191	2.507
Cinematismo	0.123	1.608	2475	5.211

10.5 Risultati e verifiche strutturali elementi secondari

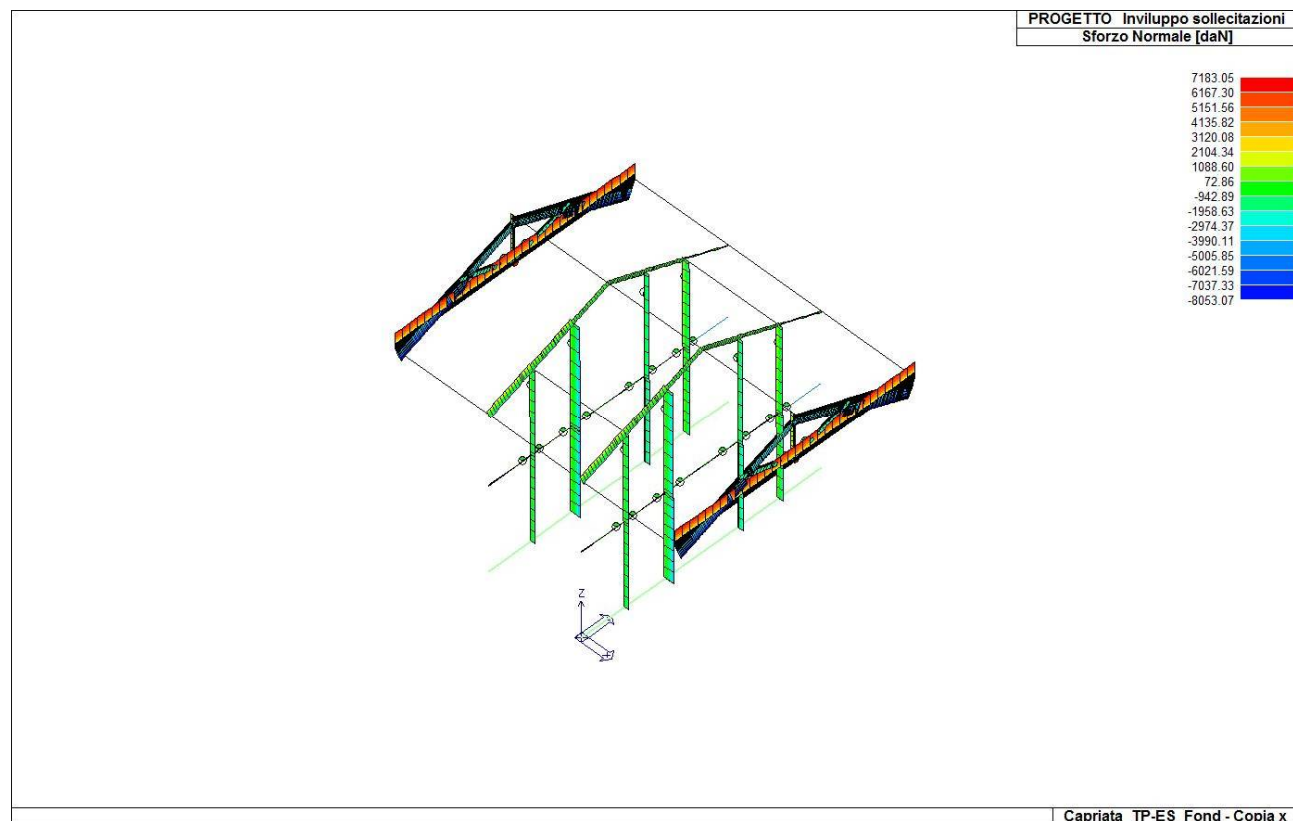
Di seguito sono riportati i risultati e le verifiche relativi alle capriate ed all'intelaiature in legno lamellare presenti negli edifici E ed F. La modellazione agli elementi finiti è stata limitata ad una porzione rappresentativa degli elementi, sufficiente a considerare tutti i carichi. In particolare è stata modellata la porzione in corrispondenza delle facciate interne dei "Giardini di ingresso" e le capriate poste in successione ad interasse 3.75 m (che rappresenta l'interasse massimo tra due capriate consecutive).

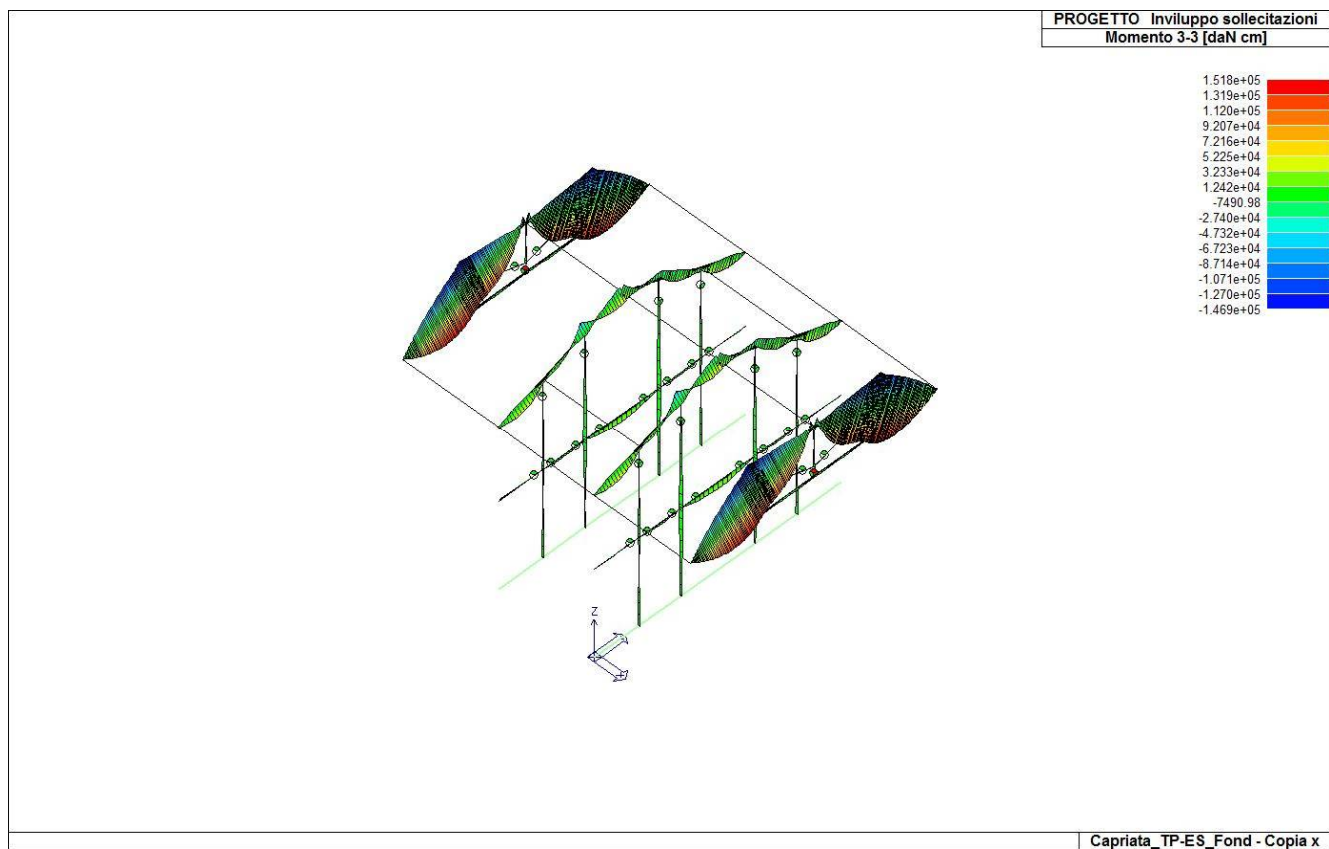
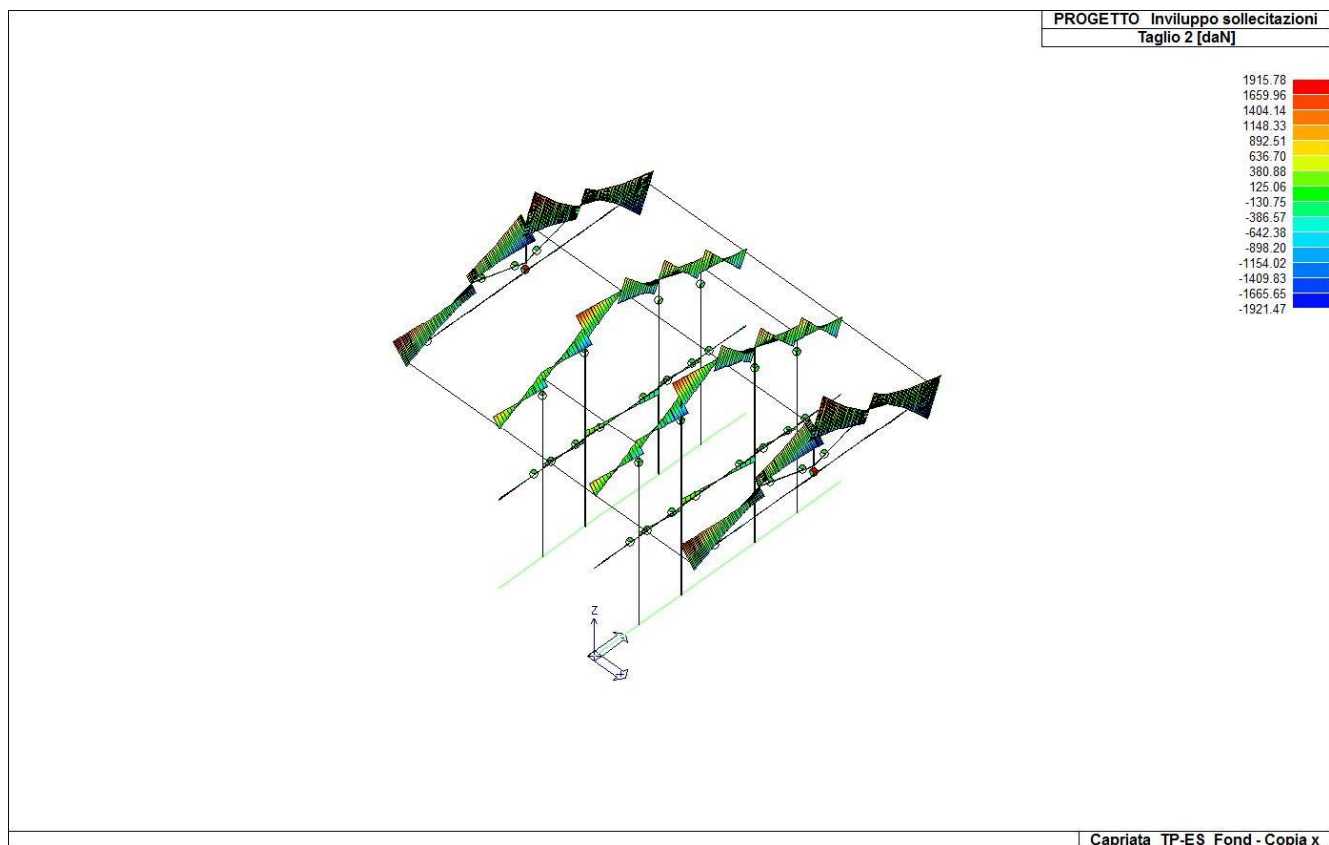


Modello di calcolo unifilare

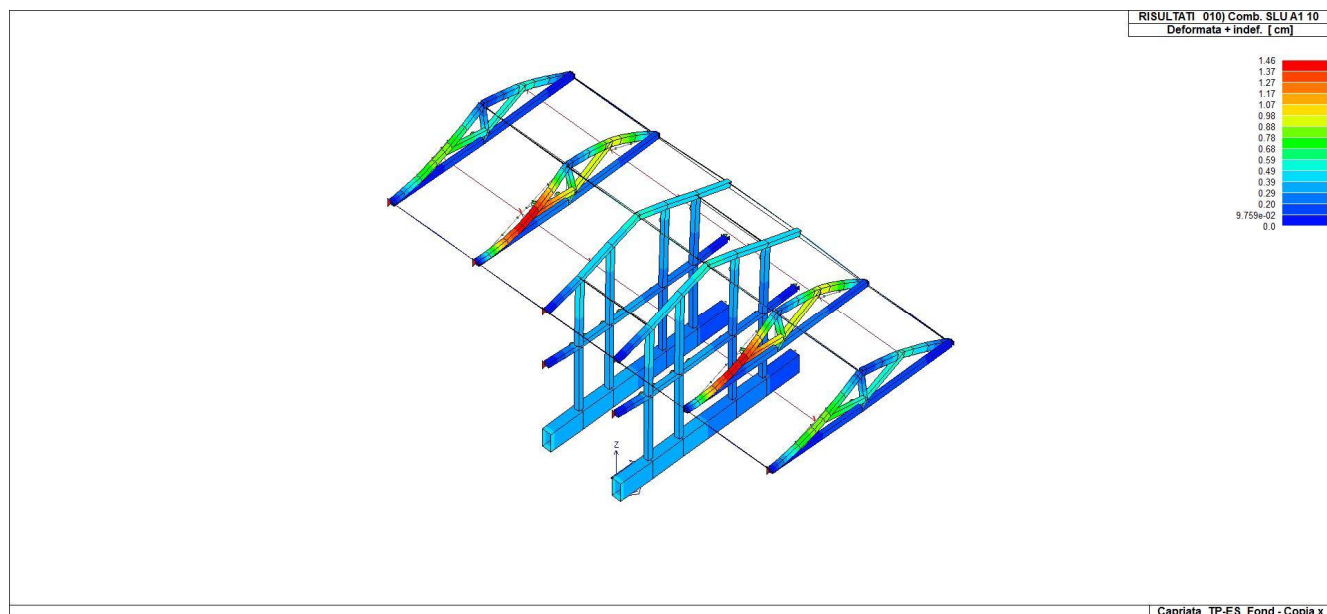
Come mostrato nelle immagini seguenti, tutte le verifiche risultano soddisfatte in quanto il rapporto tra domanda e capacità è minore di 1.

$$\frac{E_d}{R_d} \leq 1$$

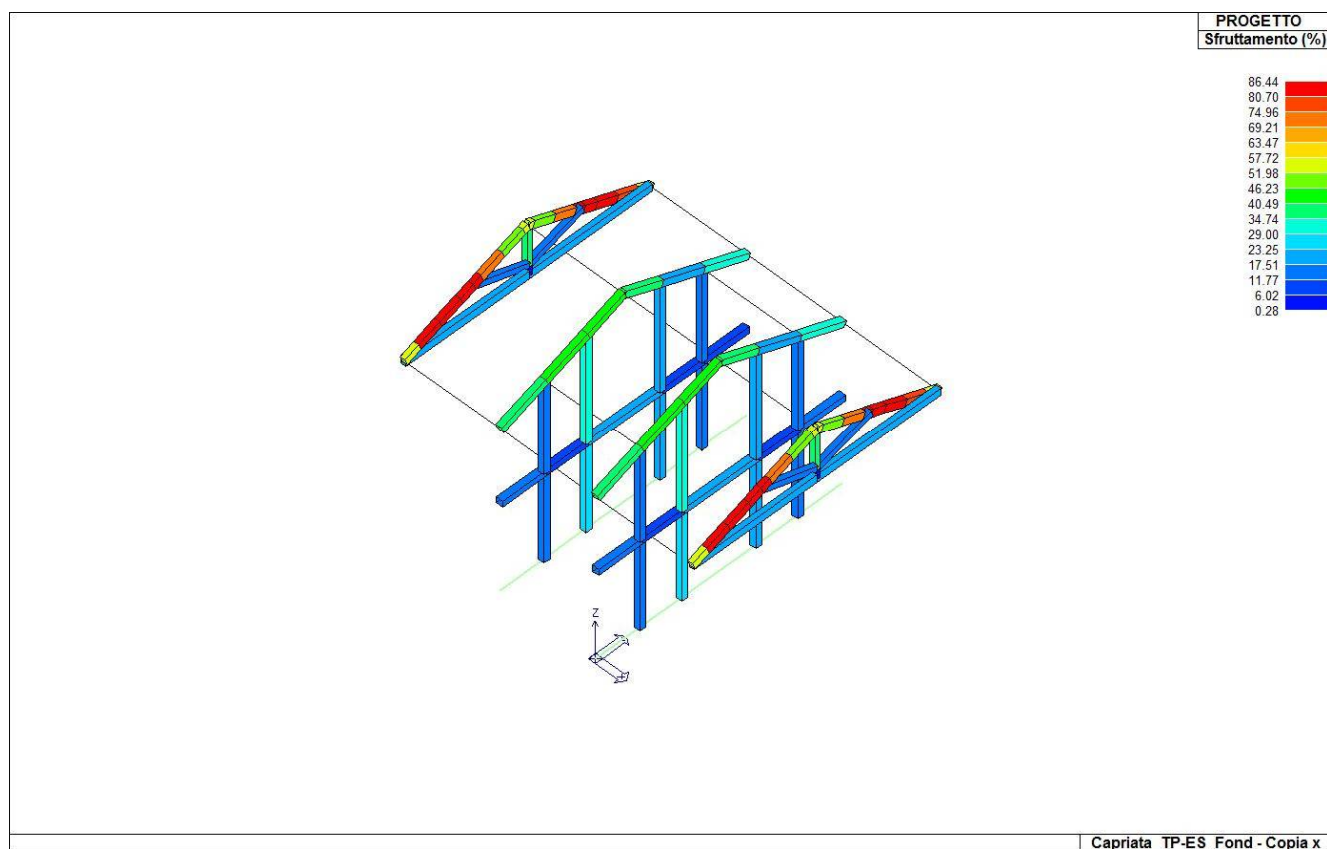




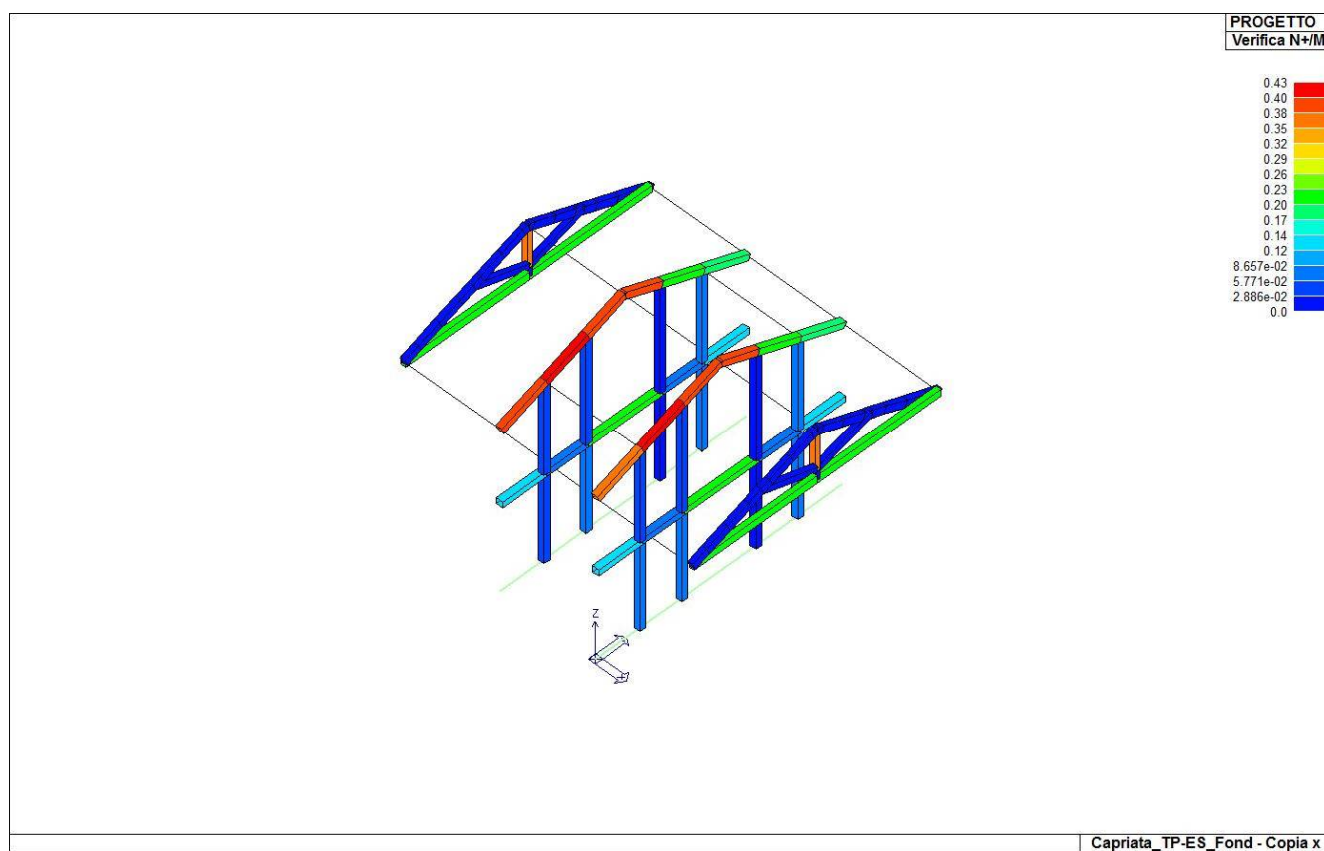
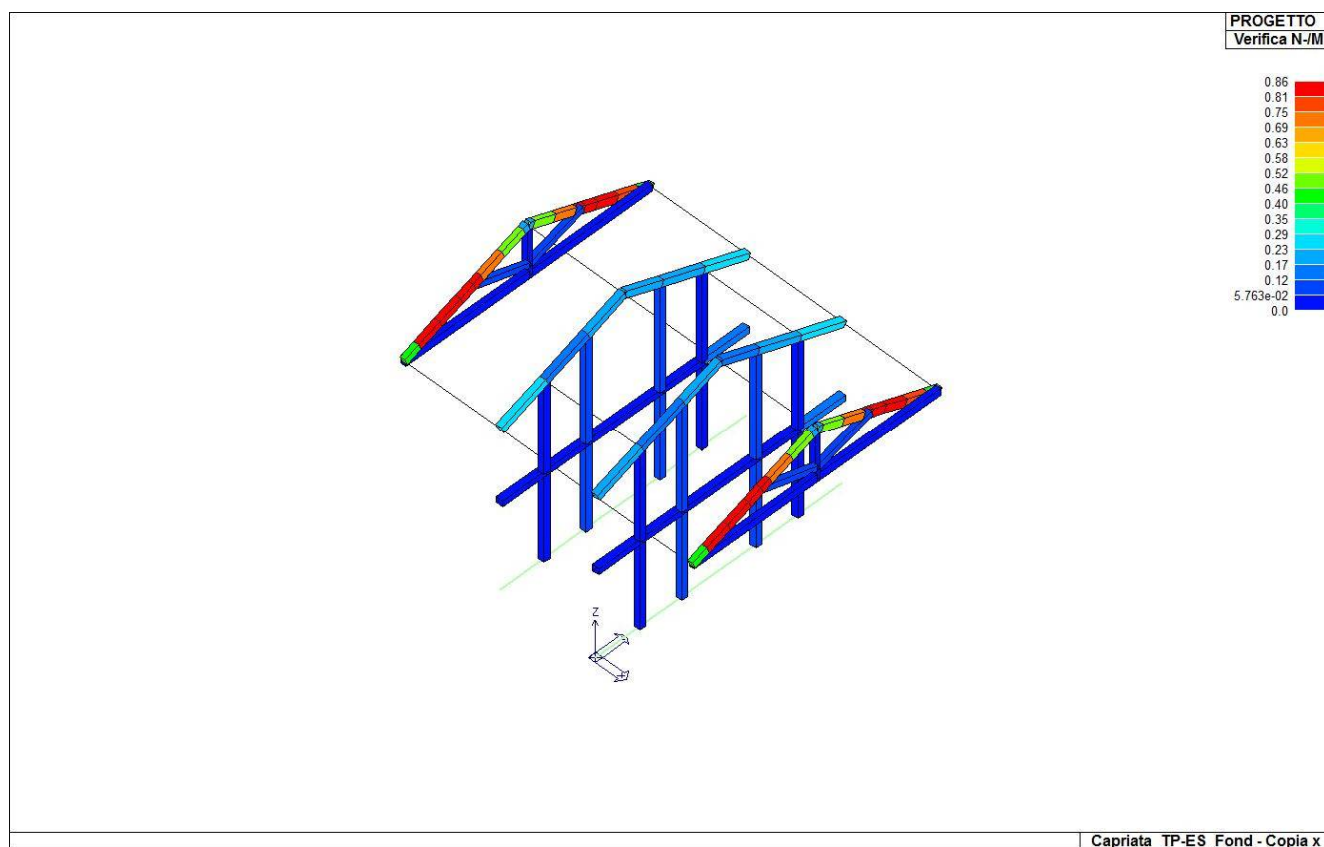
Inviluppo delle sollecitazioni (N - Sforzo normale, T - Taglio, M - Momento flettente)



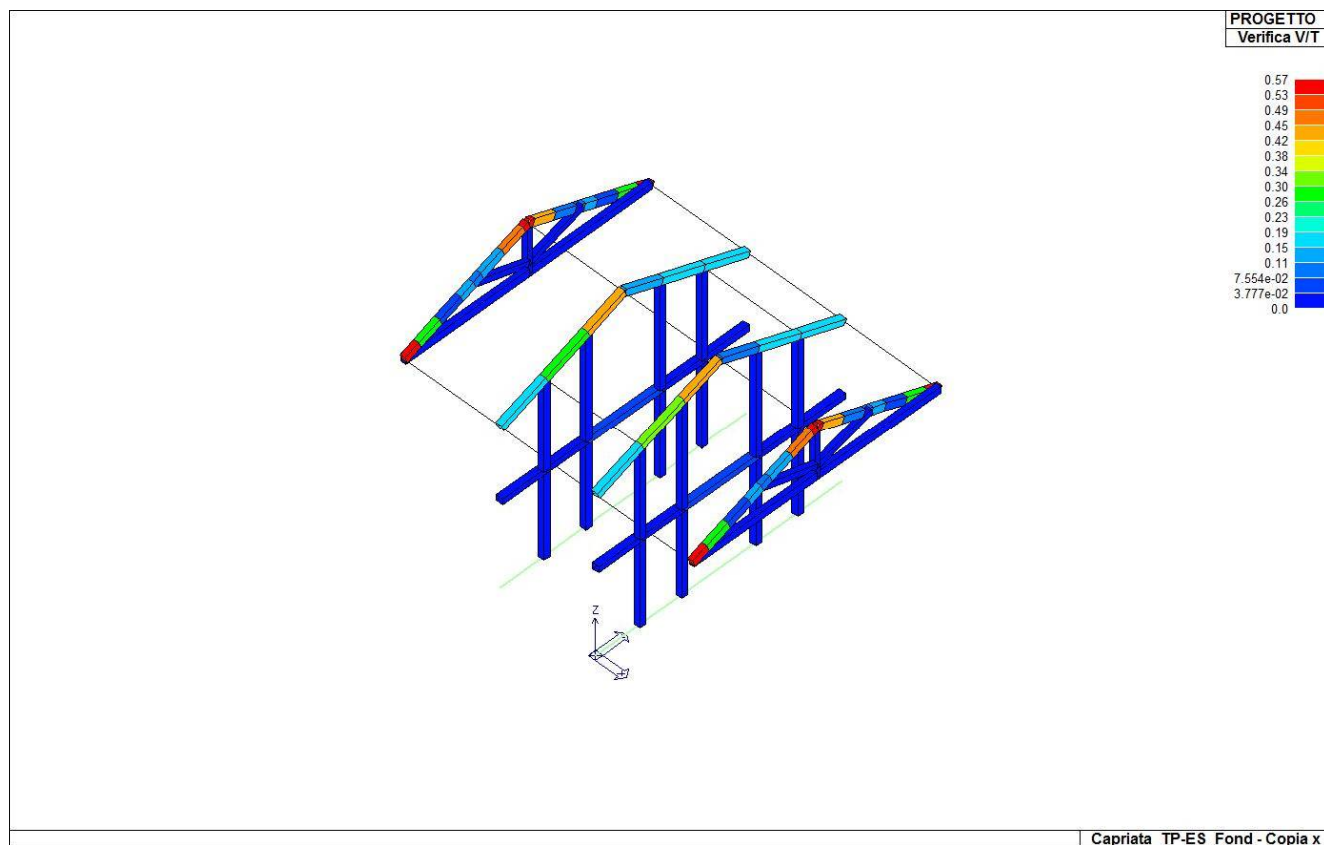
Deformata massima



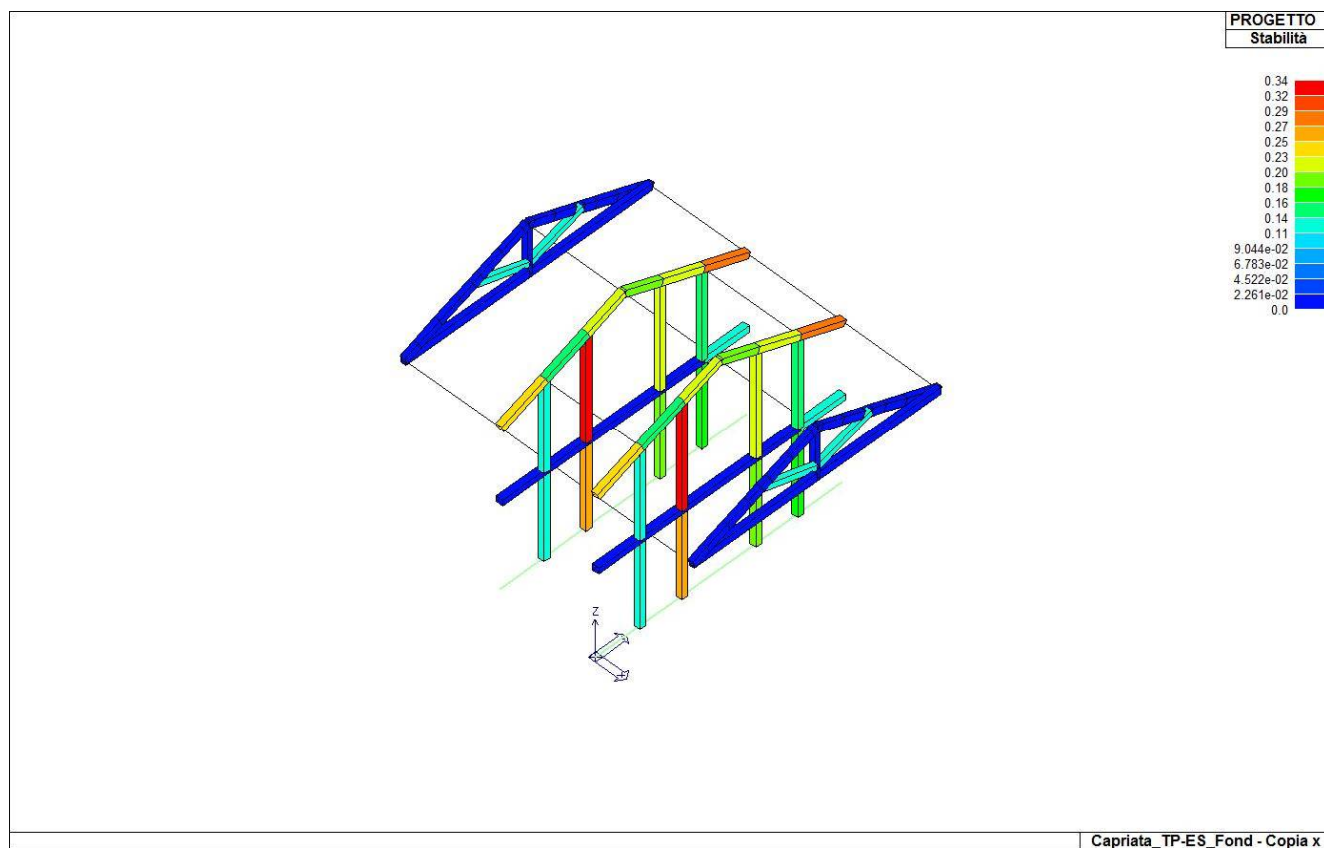
Percentuale sfruttamento elementi in legno lamellare

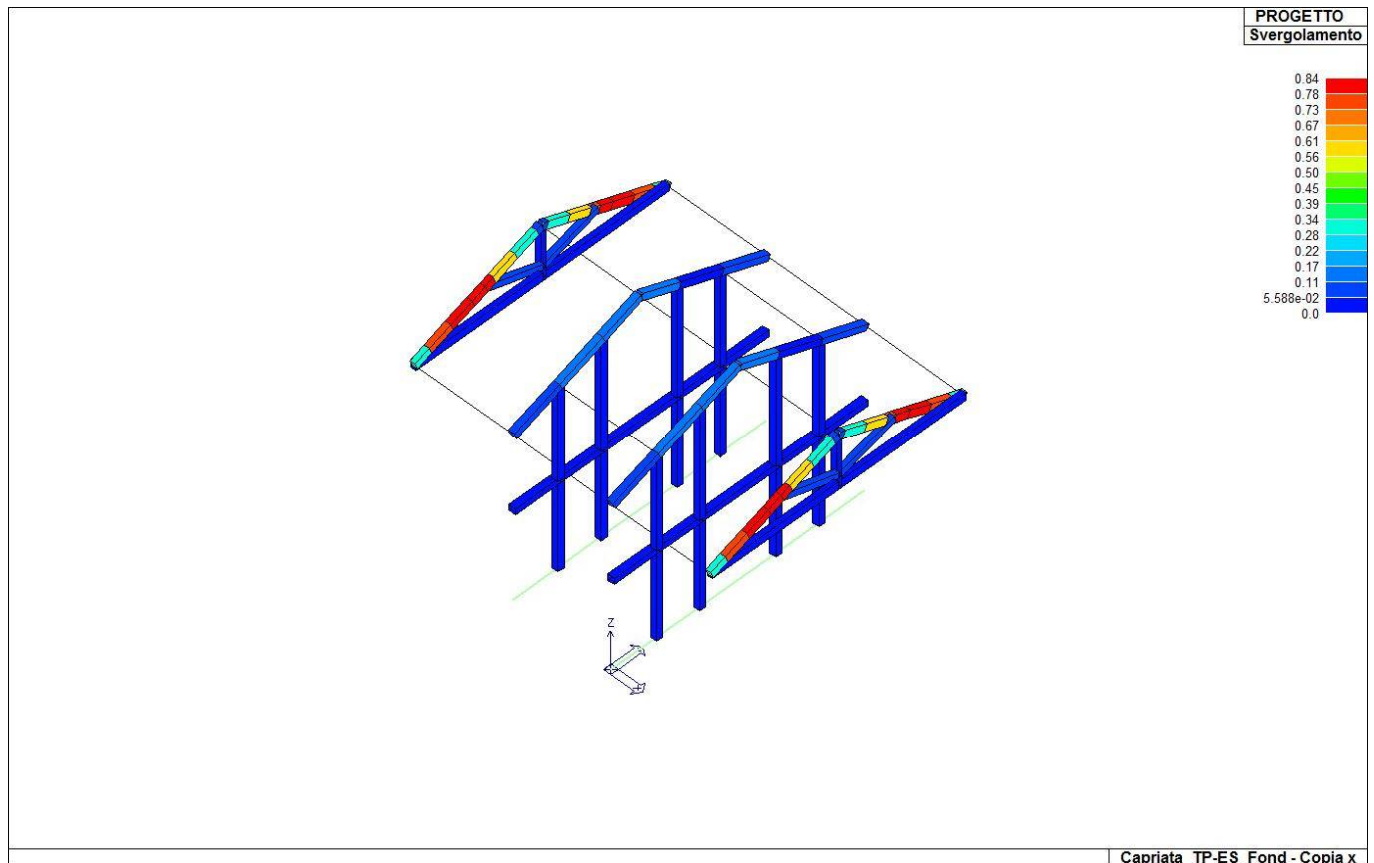


Verifiche a pressoflessione (N+/M e N-/M)



Verifica al taglio





Verifiche nei confronti dell'instabilità e dello svergolamento

10.5.1 Verifica unioni elementi in legno

Giunto trave-colonna

Il giunto trave-colonna è realizzato con una staffa a T in acciaio. Tale elemento è collegato alla trave tramite 6 spinotti passanti $\phi 12$ mentre è fissato alla colonna con viti da legno 5.0 x 60 mm

La resistenza di progetto del giunto, lato trave, per il piano di taglio è data dagli spinotti e vale:

$$\text{Resistenza di progetto del giunto per piano di taglio} \quad F_{v,G,Rd} = n_{\text{spinotti}} \cdot F_{v,Rd} = 18929.7 \text{ N}$$

L'azione sollecitante massima di progetto del giunto per il piano di taglio, invece, vale:

$$\text{Forza agente sul giunto per piano di taglio} \quad F_{v,Ed} = 2668.6 \text{ N}$$

Poiché risulta:

$$F_{v,Ed} / F_{v,G,Rd} < 1$$

La verifica è soddisfatta.

La resistenza di progetto del giunto, lato colonna, per il piano di taglio è data dalle viti e vale:

$$\text{Resistenza di progetto della vite per piano di taglio} \quad F_{v,Rd} = k_{\text{mod}} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m = 1320.9 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza di progetto del giunto per piano di taglio} \quad F_{v,G,Rd} = n_{\text{ef},\alpha} \cdot n_g \cdot F_{v,Rd} = 10128.9 \text{ N}$$

L'azione sollecitante massima di progetto del giunto per il piano di taglio, invece, vale:

Forza agente sul giunto per piano di taglio

 $F_{v,Ed} =$

5337.2 N

Poiché risulta:

$$F_{v,Ed} / F_{v,G,Rd} < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica portapilaastro

La base della colonna è realizzata con una piastra in acciaio con due lame a croce connesse alla sezione in legno lamellare con 12 spinotti $\phi 12$ (6 per ciascuna direzione) lunghi 160 mm.

Resistenza a taglio dei spinotti		$F_{vb,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot 2 \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$			54286.7 N
Conn.	$F_{b,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{b,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]	
1	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	
2	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	
3	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	
4	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	
5	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	
6	129000.0	54286.7	129000.0	54286.7	

Legenda

$$F_{b,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{b,x,Rd}]$$

$$F_{b,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{b,y,Rd}]$$

resistenza a rifollamento anima staffa in direzione x

resistenza a taglio di progetto in direzione x

resistenza a rifollamento anima staffa in direzione y

resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifica connettori

Conn.	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	6682.5	54286.7	0.123097	Ok
2	6631.1	54286.7	0.122149	Ok
3	6685.7	54286.7	0.123155	Ok
4	5351.2	54286.7	0.098572	Ok
5	5286.8	54286.7	0.097386	Ok
6	5355.1	54286.7	0.098645	Ok

Legenda

 $F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul spinotto

 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del spinotto

Poiché risulta:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} < 1$$

La verifica è soddisfatta.

Per maggiori dettagli sulle verifiche delle unioni si rimanda agli allegati al fascicolo dei calcoli.

10.5.2 Verifiche elementi di copertura

Di seguito sono riportate le verifiche dei pannelli autoportanti di copertura, tipo Timber, che poggiano tra le capriate nei corpi E ed F. Per la verifica, a vantaggio di sicurezza, sono stati considerati solamente gli elementi interni del pannello: poiché in ciascun pannello avente larghezza 60 cm, sono presenti due travetti, le verifiche sono state condotte considerando una sezione resistente rettangolare 50 x 200 mm.

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	4000	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	600	[mm]
Base della sezione:	b	=	50	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	200	[mm]
Area sezione :	A	=	10000	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	3.333E+05	[mm ³]
	W _z	=	8.333E+04	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	3.333E+07	[mm ⁴]
	J _z	=	2.083E+06	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:		0.07	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:		0.26	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.33 [kN/m ²]
1) Sottofondo:		0.00	[kN/m ²]
2) Pavimento:		0.00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:		0.00	[kN/m ²]
4) Isolante		0.00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:		0.80	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0.80 [kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	1.00 [kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno lamellare incollato
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	GL28h
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1.45	[-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0.80	[-]

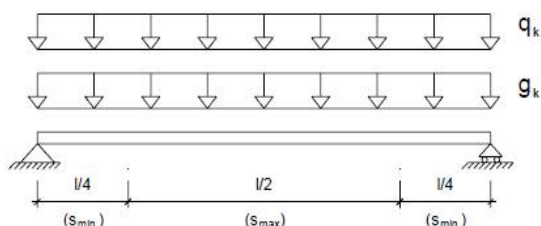
Combinazione I - perm. + acc.	Lunga durata (6 mesi - 10 anni) - Carichi variabili di deposito
k _{mod,I}	= 0.70
Combinazione II - perm.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
k _{mod,II}	= 0.60

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ 0.70	$k_{mod,II}$ 0.60	
$f_{m,k}$	[MPa]	28.00	$f_{m,d}$	[MPa]	13.52	11.59	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	19.50	$f_{t,0,d}$	[MPa]	9.41	8.07	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0.45	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0.22	0.19	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	26.50	$f_{c,0,d}$	[MPa]	12.79	10.97	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	3.00	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1.45	1.24	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	3.20	$f_{v,d}$	[MPa]	1.54	1.32	Taglio

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.30
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	1.78	3.56	3.56	10.68	13.52	0.53	1.54	Verificato
II perm.	0.88	1.76	1.76	5.28	11.59	0.26	1.32	Verificato


VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	<input type="text" value="L/300"/>	$u_{2,ist,lim}$	=	13.33	[mm]
Limite freccia differita :	<input type="text" value="L/200"/>	$u_{net,fin,lim}$	=	20.00	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0.20	[-]
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	5.58	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	4.95	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	15.78	[mm]

$u_{2,ist}$	=	4.95	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	13.33	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	15.78	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	20.00	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

Di seguito, invece, sono riportate le verifiche degli arcarecci a sostegno del manto in vetro costituente il lucernario dei giardini di ingresso. Gli arcarecci sono realizzati con elementi in legno lamellare con sezione 12x24 cm ad interasse massimo di 85 cm.

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo:	L	=	3500	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	850	[mm]
Base della sezione:	b	=	120	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	240	[mm]
Area sezione :	A	=	28800	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	1.152E+06	[mm ³]
	W _z	=	5.760E+05	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	1.382E+08	[mm ⁴]
	J _z	=	3.456E+07	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:		0.14	[kN/m ²]
2) Peso proprio pianelle / assito:		0.50	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.64 [kN/m ²]
1) Sottofondo:		0.00	[kN/m ²]
2) Pavimento:		0.00	[kN/m ²]
3) Tramezzi:		0.00	[kN/m ²]
4) Isolante		0.00	[kN/m ²]
5) Altri permanenti:		1.00	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	1.00 [kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	0.50 [kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno lamellare incollato
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	GL28h
Classe di servizio :	Classe di servizio 2

– Classe di servizio 2: è caratterizzata da un'umidità dei materiali in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare

Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1.45	[-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0.80	[-]

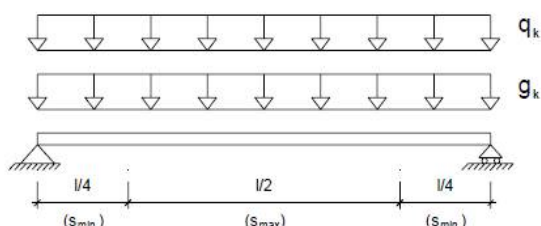
Combinazione I - perm. + acc.	Lunga durata (6 mesi - 10 anni) - Carichi variabili di deposito
k _{mod,I}	= 0.70
Combinazione II - perm.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
k _{mod,II}	= 0.60

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ 0.70	$k_{mod,II}$ 0.60	
$f_{m,k}$ [MPa]	28.00		$f_{m,d}$ [MPa]	13.52	11.59		Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa]	19.50		$f_{t,0,d}$ [MPa]	9.41	8.07		Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa]	0.45		$f_{t,90,d}$ [MPa]	0.22	0.19		Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa]	26.50		$f_{c,0,d}$ [MPa]	12.79	10.97		Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa]	3.00		$f_{c,90,d}$ [MPa]	1.45	1.24		Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa]	3.20		$f_{v,d}$ [MPa]	1.54	1.32		Taglio

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.30
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	2.45	3.75	4.28	3.25	13.52	0.22	1.54	Verificato
II perm.	1.81	2.77	3.17	2.41	11.59	0.17	1.32	Verificato


VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	L/300	$u_{2,ist,lim}$	=	11.67	[mm]
Limite freccia differita :	L/200	$u_{net,fin,lim}$	=	17.50	[mm]
Coefficiente riduttivo k_{def}		ψ_2	=	0.20	[-]
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]

Freccia istantanea (carichi permanenti) :	$u_{1,ist}$	=	1.68	[mm]
Freccia istantanea (carichi variabili) :	$u_{2,ist}$	=	0.51	[mm]
Freccia netta finale :	$u_{net,fin}$	=	3.61	[mm]

$u_{2,ist}$	=	0.51	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	11.67	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	3.61	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	17.50	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{g_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

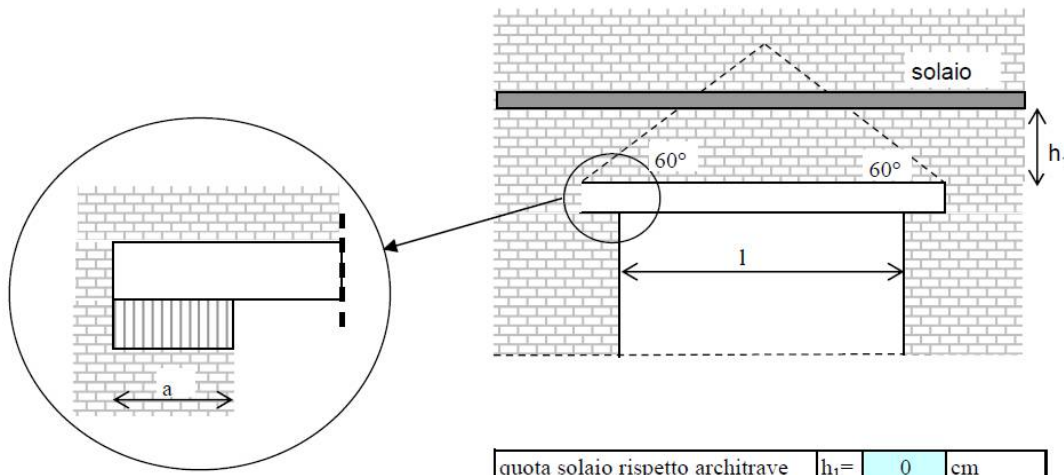
10.5.3 Architravi

Edificio A1

È prevista la realizzazione di due architravi per la realizzazione di nuove aperture.

La luce massima delle aperture è 1.30 m. gli architravi saranno realizzati con due profili IPE120, in acciaio S275, accoppiati con barre filettate.

Di seguito si riportano le principali verifiche. Per maggiori dettagli si rimanda al fascicolo dei calcoli dell'edificio A1.



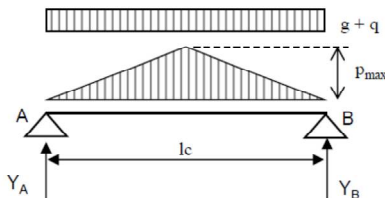
quota solaio rispetto architrave	$h_1 =$	0	cm
----------------------------------	---------	---	----

luce architrave "l"	1.3	m
---------------------	-----	---

lunghezza di appoggio	$a =$	15	cm
-----------------------	-------	----	----

luce di calcolo "lc"	1.45	m
----------------------	------	---

Schema statico:



$M_{y,V,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
31.81	7.39	4.30	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r \cdot A_v^2 / (4 \cdot t_w)) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	7.39	KNm
V_{Ed}	20.39	KN
N_{Ed}	0.00	KN

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	31.811	KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	190.68	KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	691.95	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Esito verifica R_d/E_d

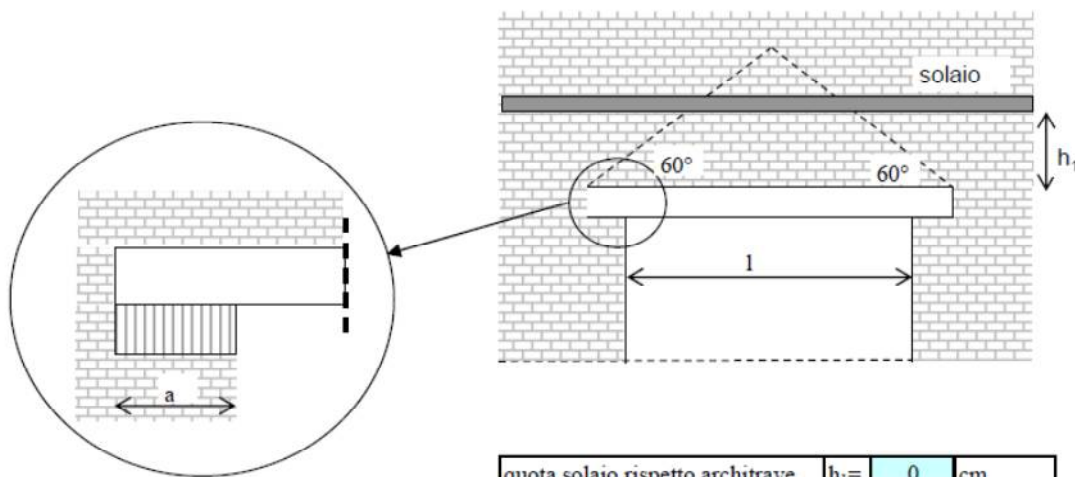
verificato
verificato
verificato

Edifici F ed F

È prevista la realizzazione di due architravi per la realizzazione di nuove aperture.

La luce massima delle aperture è 2.00 m. gli architravi saranno realizzati con due profili HEA 100, in acciaio S275, accoppiati con barre filettate.

Di seguito si riportano le principali verifiche. Per maggiori dettagli si rimanda al fascicolo dei calcoli degli edifici E ed F.



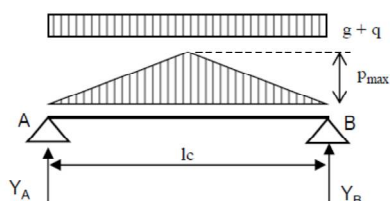
quota solaio rispetto architrave $h_1 = 0$ cm

luce architrave "l" 2 m

lunghezza di appoggio $a = 15$ cm

luce di calcolo "lc" 2.15 m

Schema statico:



$M_{y,V,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
43.48	7.84	5.55	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r \cdot A_v^2 / (4 \cdot t_w)) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	7.84	KNm
V_{Ed}	14.58	KN
N_{Ed}	0.00	KN

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$	43.481	KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd}$	228.63	KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd}$	1112.6	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Esito Verifica $R_d/E_d/$

verificato
verificato
verificato

1	Premessa	1
1.1	Normative di riferimento	1
2	Fabbricati esistenti	1
2.1	Rilievi	1
2.2	Descrizione fabbricati esistenti	2
2.2.1	Stato di conservazione	2
2.3	Indagini e caratterizzazione dei materiali esistenti	3
2.3.1	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	3
2.4	Caratteristiche geologiche e geotecniche	4
3	Interventi di progetto	5
3.1	Interventi sull'edificio A1 e B	5
3.2	Interventi sugli edifici E ed F	6
4	Caratteristiche dei materiali	7
5	Inquadramento degli interventi di progetto ai sensi delle NTC 2018	7
6	Azioni da considerarsi ai fini delle verifiche	7
7	Azione sismica ed inquadramento	11
8	Metodologie di analisi	14
8.1	Valutazione globale della sicurezza	14
8.2	Analisi strutturali elementi secondari	14
8.3	Affidabilità dei codici	14
8.4	Modello di calcolo globale delle strutture	15
8.5	Modello di calcolo delle strutture secondarie	15
9	Validazione dei modelli di calcolo	16
9.1	Giudizio sull'attendibilità dei risultati	19
10	Risultati delle analisi globali	20
10.1	Edificio A1	21
10.2	Edificio B	23
10.3	Edificio E	25
10.4	Edificio F	28
10.5	Risultati e verifiche strutturali elementi secondari	31
10.5.1	Verifica unioni elementi in legno	36
10.5.2	Verifiche elementi di copertura	38
10.5.3	Architravi	42