COMUNE DI CALVIZZANO

Città Metropolitana di Napoli



Realizzazione della nuova Caserma dei Carabinieri - Edificio EX IPAB

Fase

PROGETTO ESECUTIVO

Codice Elaborato

All. B07

Titolo Elaborato

Relazione generale di calcolo

Progettisti

IDGE
DI GIROLAMO ENGINEERING

Responsabile del Progetto

Ing. Lorenzo Tammaro

EDIZ.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Rev.00	FEBBRAIO 2026	Emissione	VS	LdG	FdG
Rev.01	LUGLIO 2026	Emissione	VS	LdG	FdG
Rev.02	SETTEMBRE 2026	Emissione	VS	LdG	FdG

Questo documento, elaborato dalla Di Girolamo Engineering Srl, non può essere riprodotto o comunicato a terzi senza preventivo consenso scritto (legge 22-4-41,n.633- art. 2575 e segg. C.C.)

Sommario:

Descrizione generale dell'opera
Analisi storico critica e descrizione delle strutture – stato di fatto
Rilievo
Caratterizzazione meccanica dei materiali
Fattore di confidenza
Descrizione delle strategie di intervento strutturale finalizzate alla riqualificazione dell'edificio
Normativa di riferimento
Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento
Materiali impiegati e resistenze di calcolo
Terreno di fondazione
Analisi dei carichi
Valutazione dell'azione sismica
Spettri di risposta
Elementi di fondazione
Metodo di analisi e criteri di verifica
Percentuali Spostamento masse impalcati
Combinazioni del Sisma in X e Y e Verticale
Azioni sulla struttura
Scenario di calcolo
Codice di calcolo impiegato
Verifica degli elementi strutturali
Criteri di verifica
Giudizio motivato di accettabilità dei risultati
Risultati grafici sintetici
Informazioni dell'elaborazione
Risultati Analisi Dinamica - Statistiche matrice di rigidezza
Conclusioni

Il Progettista

Descrizione generale dell'opera

Il presente progetto strutturale riguarda la ristrutturazione edilizia del fabbricato ex IPAB di via Ritiro sito nel Comune di Calvizzano (NA).



La progettazione dell'intervento sarà coerente con le prescrizioni degli strumenti di pianificazione paesaggistica, territoriale ed urbanistica, generale e di settore, vigenti, ed in particolare, così come riportato nel Parere della Soprintendenza Archeologia Belle e Arti e Paesaggio per l'Area Metropolitana di Napoli, l'immobile risulta di carattere storico-artistico ai sensi dell'art.21 comma 4 e art. 146 del D.Lgs 42/2004 e s.m.i.

Lo scopo del progetto, oltre all'eliminazione di tutte le superfetazioni presenti, è quello di ridurre il rischio sismico della struttura secondo quanto previsto dalle NTC 2018, dalla Circolare esplicativa n.7/2019 e dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "*Valutazione e 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*", di cui costituisce parte integrante la Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali: *"Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"*.

I livelli di sicurezza saranno espressi in termini di accelerazioni e correlati a determinati e specifici stati limite di verifica; in particolare per l'intervento, che si configura come

miglioramento ai sensi delle NTC2018 par. C8.4.2, si descriveranno di seguito i risultati ottenuti, ovvero l'individuazione dei seguenti indici di vulnerabilità ante e post operam:

$\zeta_{e,ante}$=0,085

$\zeta_{e,post}$=0,615

Il progetto si configura come un intervento specialistico di ingegneria sismica applicata al patrimonio culturale, volto alla conservazione dell'identità dell'edificio. L'approccio adottato è multidisciplinare, calibrato sulla sensibilità del bene e conforme alla Direttiva PCM 2011.
Per gli edifici esistenti sono state eseguite delle verifiche ai sensi della Normativa vigente al fine di definire gli interventi strutturali utili affinchè le strutture possano assolvere alla loro funzione.

Analisi storico critica e descrizione delle strutture – stato di fatto

Ai fini dell'espletamento dell'incarico sono stati reperiti gli elaborati strutturali relativi ad un precedente progetto di ristrutturazione per il quale è stata rilasciata Autorizzazione Sismica n. SSMC/2022/16686 del 01/07/2022; i lavori previsti in progetto, così come si rileva dalla relazione a strutture ultimate ed il Collaudo dei lavori eseguiti, non sono stati ultimati. Sulla scorta della documentazione reperita e da un'analisi storico-critica- strutturale con a supporto una lunga fase di indagini e rilievi è stata ricostruita la storia strutturale dell'edificio, in particolare sono evidenti segni di modificazioni e alterazioni delle strutture originarie, riguardanti il terzo impalcato, che presenta caratteristiche costruttive e materiali differenti da quelli delle strutture originarie ed una porzione del secondo impalcato.

Edificio principale

La struttura in elevazione è interamente in tufo ed è attualmente composta da tre impalcati.



Figura 1 - Foto prospetto su via Ritiro

Come già descritto precedentemente, sono state rilevate alcune porzioni ritenute superfetazioni che presentano tipologie di materiali e costruttive che si distinguono da quelle originarie. Si tratta una porzione al terzo impalcato ed una porzione al secondo impalcato.



Figura 2 - Prospetto in cui si evidenzia la porzione presente al II impalcato aggiunta all'immobile originario



Figura 3 - Prospetto interno in cui si evidenzia la porzione presente al III impalcato aggiunta all'immobile originario

L'edificio in pianta si caratterizza per la presenza di due corti chiuse. La prima, quella accessibile direttamente da via Ritiro, è racchiusa su tre lati da un porticato composto da una serie di volte supportate da archi.



Figura 4 - Interno corte principale



Figura 5 - Porticato corte principale

Al **primo impalcato** i setti presentano uno spessore compreso tra 50 e 70 cm; i solai risultano già adeguati, in quanto sostituiti nei precedenti lavori di ristrutturazione e realizzati con profili IPE180 e tavelloni con soletta in calcestruzzo armato.




Figura 6 - Solai oggetto di sostituzione nei precedenti lavori di ristrutturazione

Non sono presenti lesioni o stati di degrado eccessivi se non in corrispondenza di un vano, dove è presente un vecchio solaio con profili in acciaio parzialmente crollato e con i profili in stato di ossidazione.

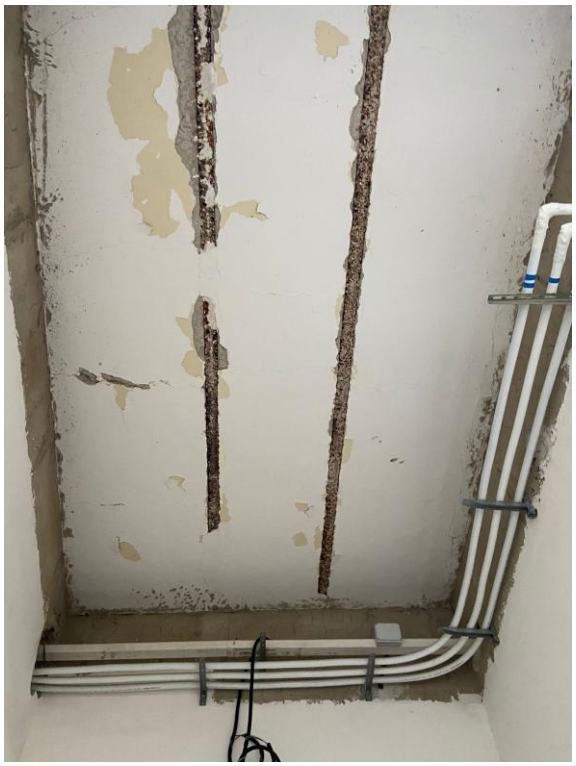



Figura 7 - Solaio esistente non oggetto di intervento nei precedenti lavori di ristrutturazione

Il **secondo impalcato** presenta situazioni differenti dal primo, in quanto nella precedente ristrutturazione è stato solo parzialmente oggetto di intervento. Sono state riscontrate diverse

lesioni dovute principalmente alla non adeguatezza degli architrave e soprattutto dei solai. La maggior parte attualmente versa in uno stato di pericolo, sia da un punto di vista statico che da un punto di vista dello sfondellamento.





Figura 8 - Architravi tipo non adeguati





Figura 9 - Solai esistenti tipo SAPAL

Dalle foto sopra riportate è possibile constatare come per i solai esistenti sia stato attualmente predisposto un presidio antisfondellamento, in quanto i solai versano in avanzato stato di

degrado.

Il **terzo impalcato** presenta una muratura mista, alcune porzioni in tufo altre in lapil-cemento, con spessori variabili. I solai, del tipo latero-cementizio, non risultano adeguati e a causa di fenomeni di infiltrazione, versano in avanzato stato di degrado.





RILIEVO

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato dell'edificio esistente, è stato costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo è composto di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Alcuni dettagli, occultati alla vista hanno richiesto rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia.

Per la geometria esterna, il rilievo è stato compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame. Gran parte delle informazioni sono state desunte dagli elaborati progettuali relativi alla precedente ristrutturazione, ulteriori dettagli sono stati rilevati dal sottoscritto che ha eseguito campagne d'indagini e visite tecniche mirate a definire strutturalmente gli edifici oggetto d'intervento.

La rappresentazione dei risultati del rilievo sarà effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni, oltre che con particolari costruttivi di dettaglio.

La struttura presenta situazioni di degrado e/o dissesti, anche gravi, riportati negli elaborati grafici dello stato di fatto.

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Il piano delle indagini fa parte della fase diagnostica, e del progetto vero e proprio, ed è stato predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

Durante il rilievo eseguito sono state effettuate le seguenti prove:

- Saggi visivi;
- Indagini endoscopiche
- Termografie;

Sui terreni di fondazione sono state prese in considerazione le seguenti indagini eseguite nella precedente fase di ristrutturazione:

- N. 1 Prova sismica superficiale HVSR;
- N. 2 Prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- N. 1 prelievi di Campioni Geotecnici Indisturbati;
- N. 1 set di Prove di Laboratorio Geotecnico su Campioni Indisturbati.

FATTORE DI CONFIDENZA

Strutture in muratura
I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali da considerare al fine delle verifiche di sicurezza possono essere desunti dalla seguente tabella C8.5.I in cui sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, in funzione del livello di conoscenza acquisito (§C8.5.4 della Circolare LLPP n.7 del 21 del Gennaio 2019).
Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi. E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati e un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico.
I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze nel caso delle analisi lineari dovranno essere opportunamente ridotte.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:
- f, resistenza media a compressione;
- τ_0, resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- f_{v0}, resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- E, valore medio del modulo di elasticità normale;
- G, valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w, peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli,pietre erratiche e irregolari)	1.0-2.0	0.018-0.032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2.0	0.035-0.051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2.6-3.8	0.056-0.074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1.4-2.2	0.028-0.042	-	900-1260	300-420	13-16 (**)
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite,ecc.)(**)	2.0-3.2	0.04-0.08	0.10-0.19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5.8-8.2	0.09-0.12	0.18-0.28	2400-3200	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce(***)	2.6-4.3	0.05-0.13	0.13-0.27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura≤ 40%)	5.0-8.0	0.08-0.17	0.20-0.36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1.2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NT.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.
I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);
- presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f e F_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}).

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.
I dati riportati nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti "a sacco" di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall'assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, è presente anche nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne.
Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace.
Dopo avere esclusa la possibilità di meccanismi di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all'intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficiente della Tabella C8.5.II) e del nucleo, attraverso valutazioni opportune.
Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del panello murario
possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità illustrate al par. C8.5.3.1 della Cicolare n.7 del 21 Gennaio 2019.

Tabella C8.5.II - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

	Stato di fatto	**Interventi di consolidamento**

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione Trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (***)	Max Coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	1.3	1.5	2	2.5	1.6	3.5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1.4	1.2	1.5	1.7	2.0	1.5	3.0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1.3	1.1	1,3	1.5	1,5	1.4	2.4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1.5	1.2	1.3	1.4	1.7	1.1	2.0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1.6	-	1.2	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	-	1.2	1.2	1.2	-	1.4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1.3 (****)	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura 40%)	1.2	-	-	-	1.3	-	1.3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).
(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).
(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione fm superiore a 2 N/mm^2. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$ (f_m in N/mm^2).
(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Dunque per i valori caratteristici della muratura sono stati considerati quelli minimi. Nella fase di verifica dello stato dei luoghi non sono stati utilizzati coefficienti migliorativi e sono stati adottati valori minimi per le caratteristiche dei materiali:

fm= 2,00 N/mm^2
F_{v0}= 0,15 N/mm^2
E= 1200 N/mm^2
G= 420 N/mm^2
W= 16 kN/m^3

Per i pannelli murari maggiormente vulnerabili è previsto un intervento di consolidamento comprendente il preventivo risanamento dei giunti, mediante rimozione delle malte instabili e decoese e loro ricostituzione con malta a base di calce idraulica, sabbia e pozzolana, nonché l'applicazione su entrambe le facce della muratura di un sistema composito a matrice inorganica FRCM, costituito da rete in fibra di vetro AR annegata in matrice a base di calce idraulica M15 e connessa trasversalmente mediante connettori preformati in GFRP.

L'intervento determina un miglioramento complessivo delle caratteristiche meccaniche dei pannelli interessati, attraverso il ripristino della continuità dei giunti, l'incremento della capacità resistente nel piano e il miglioramento del comportamento d'insieme dei paramenti murari garantito dalle connessioni trasversali.

Ai fini della modellazione della muratura consolidata è stata assunta cautelativamente una resistenza media a compressione f_m=3,40 N/mm^2, corrispondente ad un incremento pari a 1,70 rispetto al valore assunto per la muratura nello stato di fatto. Tale incremento risulta comunque inferiore al coefficiente correttivo massimo complessivo pari a 1,80 indicato dalla Tabella C8.5.II per la tipologia muraria in esame.»

f_m= 3,40 N/mm^2
t0= 0,04 N/mm^2
F_{v0}= 0,26 N/mm^2
E= 1260 N/mm^2
G= 420 N/mm^2
W= 16 kN/m^3

Sia per le verifiche ante operam che post operam è stato utilizzato, per le caratteristiche della muratura, un fattore di confidenza FC=1,35.

Normativa di riferimento

Nel seguente elenco sono riportate le norme di riferimento secondo le quali sono state condotte le fasi di calcolo e verifica degli elementi strutturali:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

L.R. Campania N° 9/83
Norme per l' esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico

D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni")
Nel seguito denominate NT (norme tecniche)
Nel caso in cui la progettazione coinvolga anche azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono state condotte adottando l'Approccio Progettuale 2 previsto dalle NT.

Circolare esplicativa n.7/2019

Verifica di vulnerabilità - Edificio principale

Terminata la fase di acquisizione dei dati si è proceduto alla valutazione del rischio, ovvero si è passati alla verifica nei confronti delle azioni sismiche e dei carichi verticali così come richiesto dalla Normativa vigente. L'edificio è stato considerato di Classe d'Uso IV, Vita Nominale pari a 50 anni, non regolare né in altezza né in pianta **, ovvero con fattore di struttura q=1,89**.
Come tipologia invece è stata adottata quella di costruzioni in muratura ordinaria.

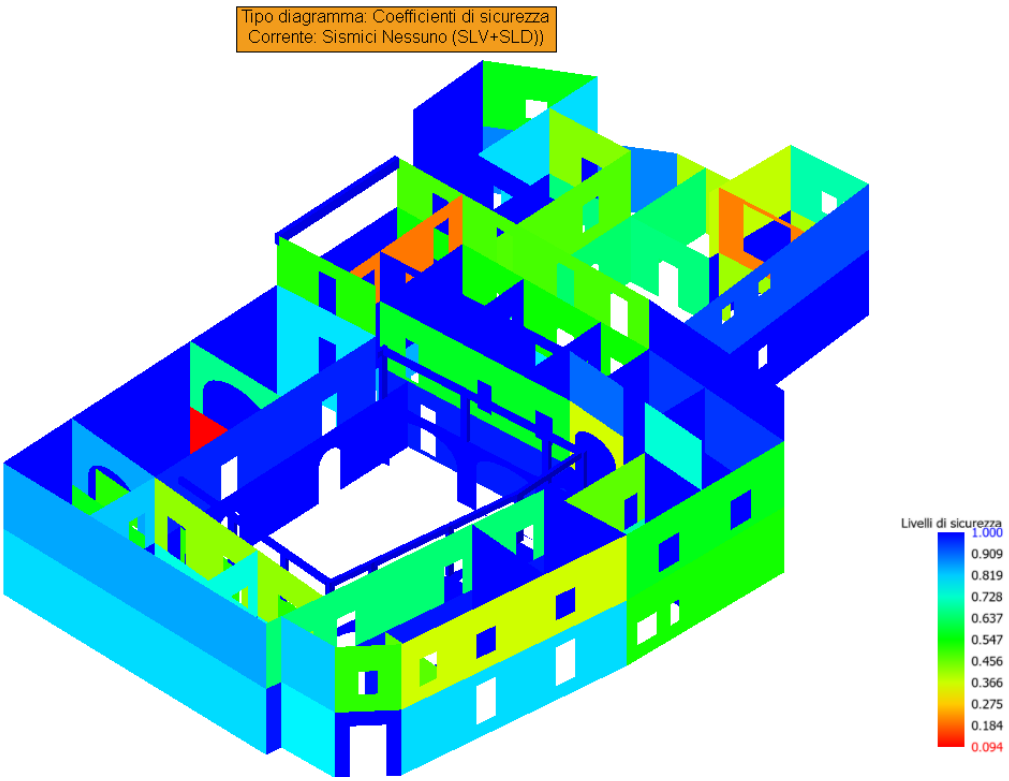
Gli effetti delle azioni sulla struttura sia per gli stati limite di esercizio che ultimi sono stati valutati con un Analisi Lineare Dinamica. (par. 7.3.3.1. NTC 2018).

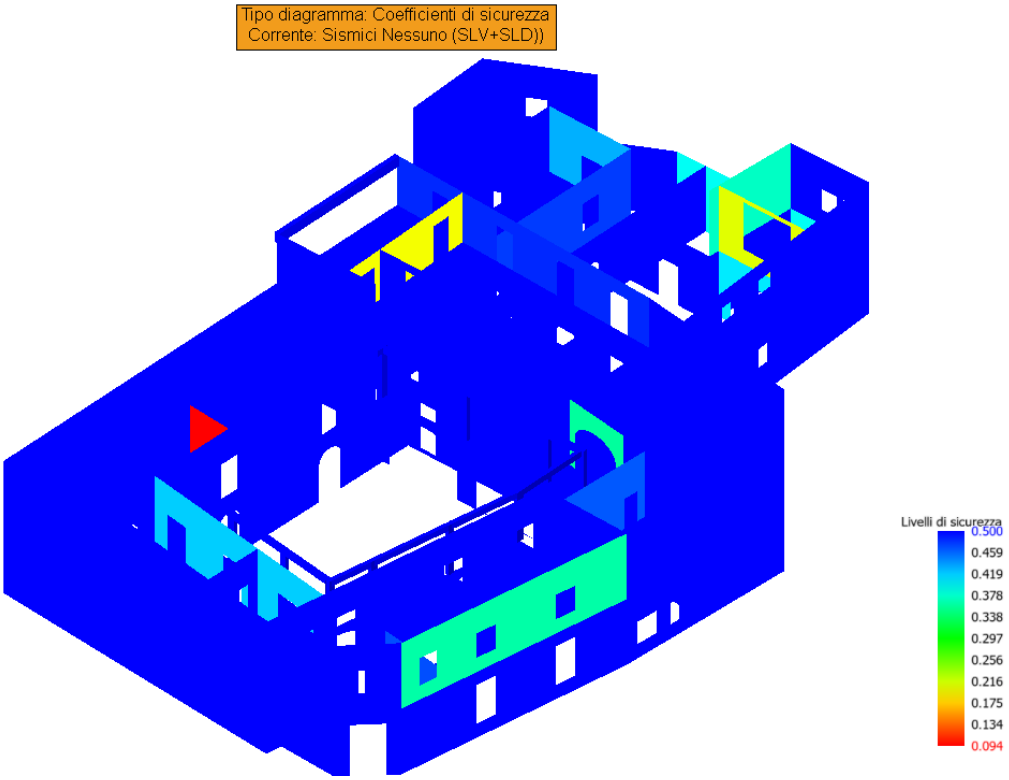
I valori minimi riscontrati in alcuni setti murari, nonché dell'indicatore minimo del rischio sismico mettono in evidenza la necessità di migliorare l'edificio allo scopo di migliorare il comportamento strutturale.

Le singole verifiche degli elementi riportate nei tabulati di calcolo ante operam allegati includono anche la verifica degli edifici esistenti secondo le NTC2018.

Dall'esame dei risultati ottenuti sono state individuate le modalità e gli elementi che generano criticità nella struttura cioè il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma e degli altri carichi di normativa. In base a tali dati ed in considerazione delle caratteristiche intrinseche dell'edificio, le indagini in sito hanno raggiunto il livello LC3, ed in riferimento alla Normativa sismica vigente, è stato possibile accertare che l'edificio non è attualmente adeguato per resistere alle azioni sismiche relative alla zona 2 e pertanto "**il fabbricato è sismicamente vulnerabile**" in quanto la struttura mostra un generale grado di insufficienza del livello di sicurezza per cui occorre intervenire sui meccanismi resistenti dell'edificio. La vulnerabilità sismica del fabbricato e la classe di rischio ad essa attribuita suggeriscono di intervenire per eseguire interventi di consolidamento sismico, le cui tipologie sono di seguito riportate.

Il coefficiente di vulnerabilità sismica allo stato dei luoghi risulta essere ζ_E = 0,085; per meglio comprendere gli elementi che presentano una vulnerabilità inferiore a 0,30, si riporta di seguito un'immagine con la mappa dei coefficienti di sicurezza:





Dalle immagini sopra riportate è possibile comprendere qualsi siano i setti che determinano la vulnerabilità dell'opera; in particolare si presenta una vulnerabilità media pari a circa 0,25, seppure l'indice pari a 0,10 sia dovuto al solo setto al primo impalcato in corrispondenza dell'arcata.

Si riportano di seguito alcune viste assonometriche del modello oggetto della presente relazione, allo stato dei luoghi:

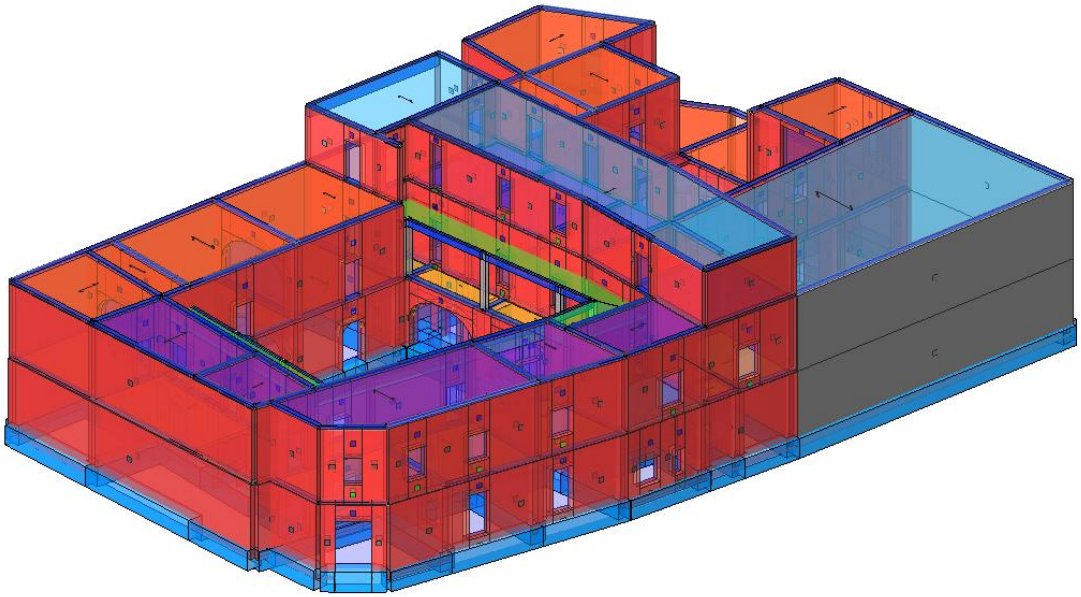


Figura 10 - Visto assonometrica Edificio 1_Stato di fatto

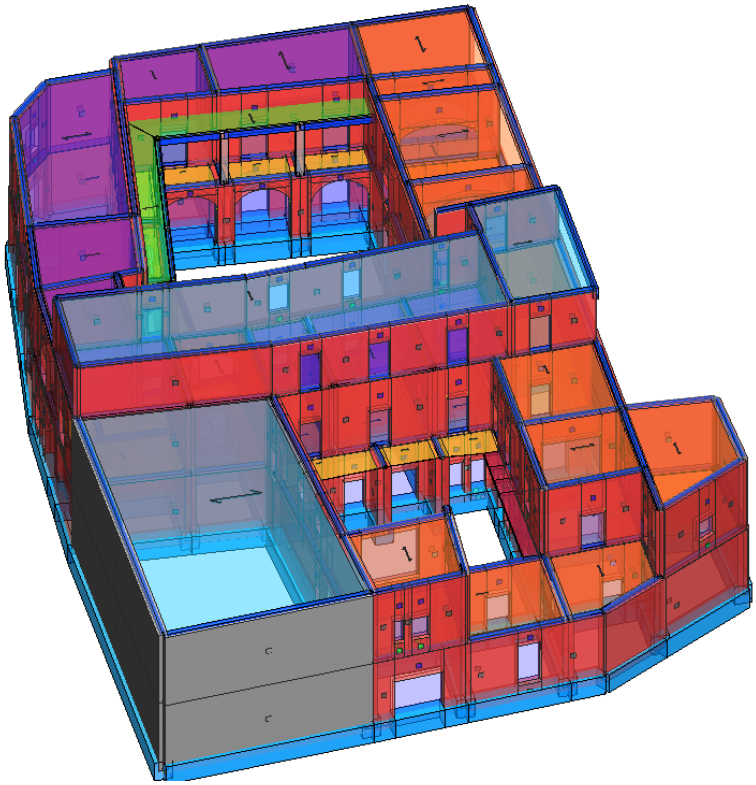
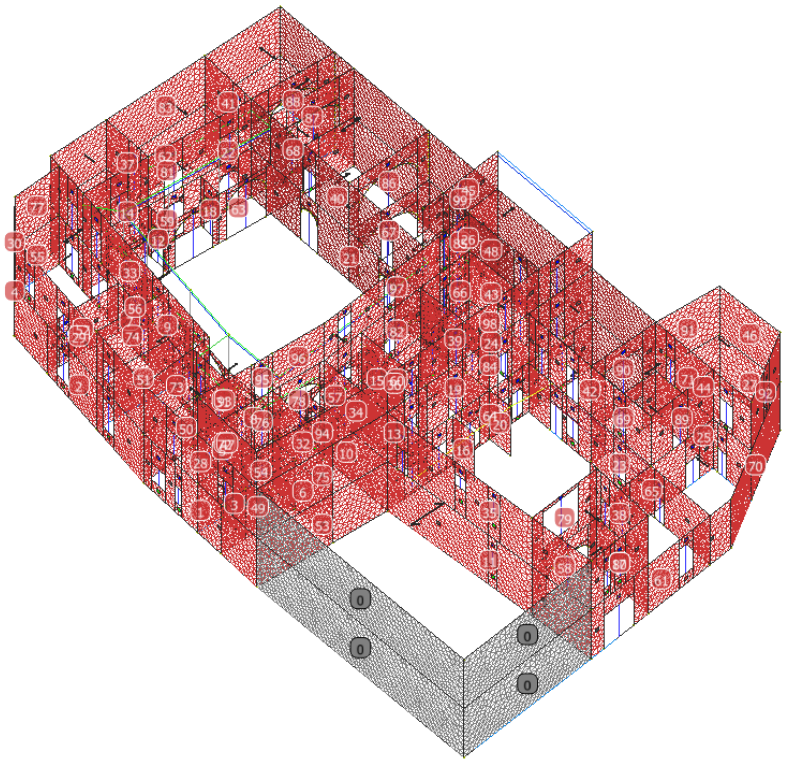


Figura 11 - Vista assonometrica Edificio 1 - Stato di fatto



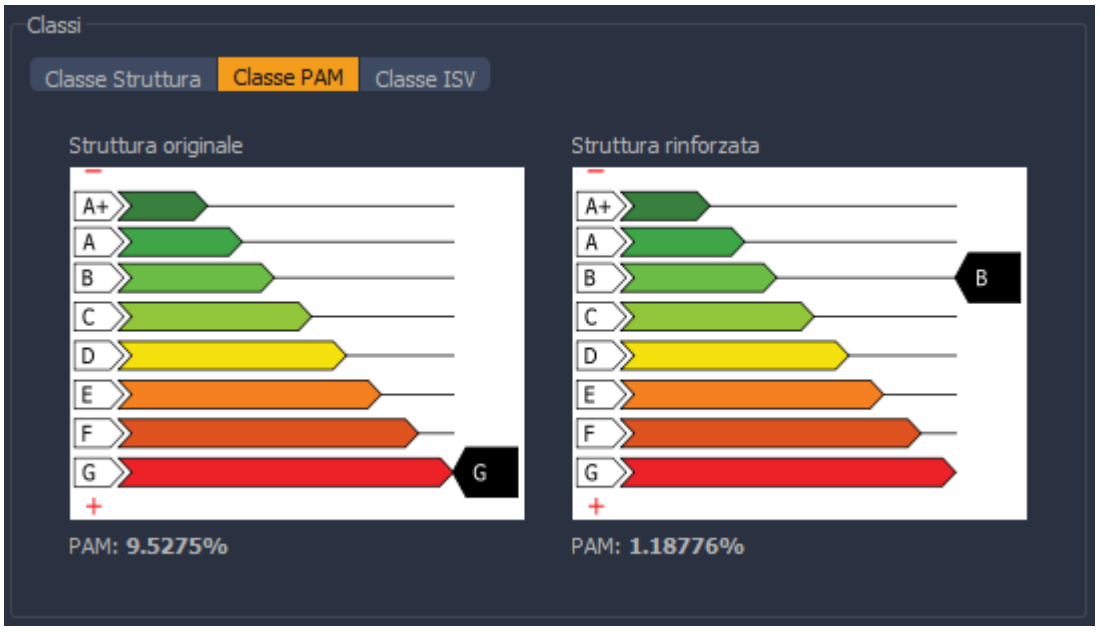
Descrizione delle strategie di intervento strutturale finalizzate alla riqualificazione dell'edificio

Di seguito di descrivono gli interventi previsti per le varie Unità Strutturali.

Edificio principale

Lo scopo del progetto, oltre all'eliminazione di tutte le superfetazioni presenti, è quello di ridurre il rischio sismico della struttura secondo quanto previsto dalle NTC 2018, dalla Circolare esplicativa n.7/2019 e dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "*Valutazione e 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*", di cui costituisce parte integrante la Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali: "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale"*., pertanto **il progetto strutturale si configura come intervento di miglioramento finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione, raggiungendo l'adeguamento nei confronti delle azioni verticali, ovvero raggiungendo un valore $\zeta_V=1$ ed aumentando il valore di $\zeta_{E,ante}=0,10$; $\zeta_{E,post}=0,615$.**

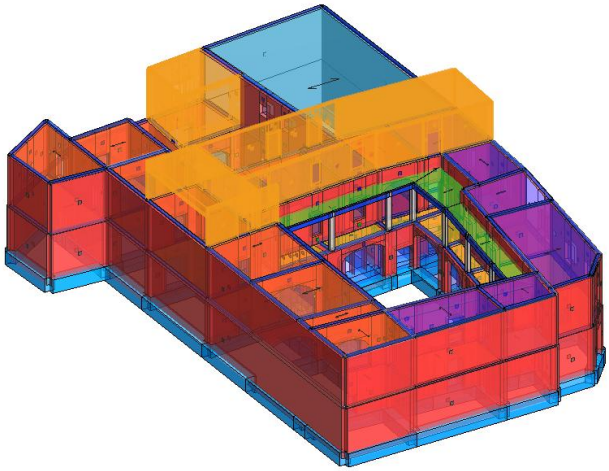
Si riportando di seguito il confronto tra le classi di rischio ante e post operam relative all'edificio 1:



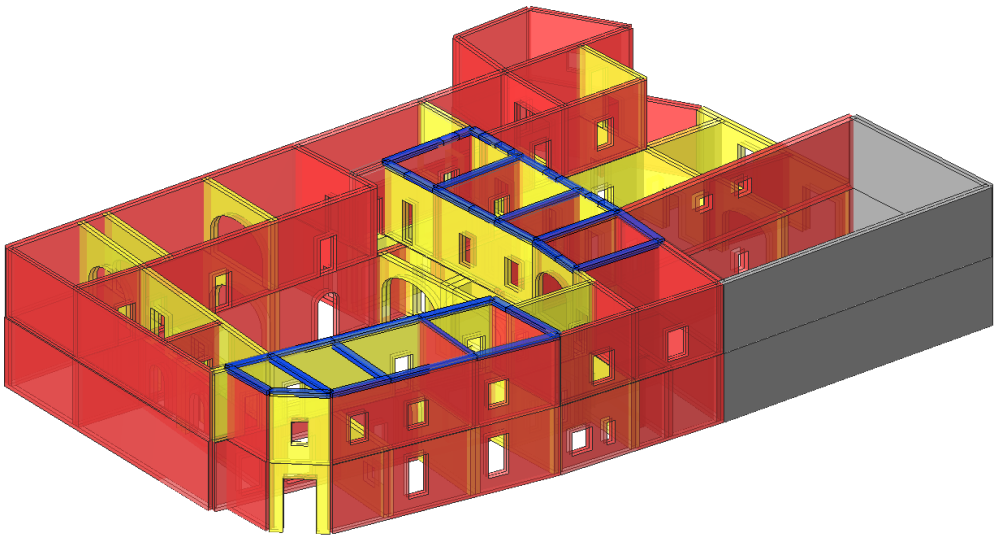




Il nuovo edificio ospiterà uffici delle Forze dell'Ordine per i quali è prevista una Classe d'Uso IV. L'organismo strutturale principale presenta una pianta irregolare, con dimensioni dei setti murari molto variabili. Gli interventi riguarderanno innanzitutto la correzione di tutti quei dettagli costruttivi che negli edifici in muratura garantiscono l'assolvimento, entro i limiti dei carichi di sicurezza, i computi statici loro affidati.
In particolare si provvederà ad interventi di cuci e scuci, ovvero di murature in sostruzione attraverso l'*esecuzione di un continuo susseguirsi di demolizioni e ricostruzioni per piccoli tratti* in corrispondenza delle chiusure dei vani e degli appoggi dei profili costituenti i solai.
L'intervento più importante riguarda la demolizione del terzo impalcato e di una porzione del secondo impalcato che risultano una superfetazione rispetto alla struttura originaria del complesso.

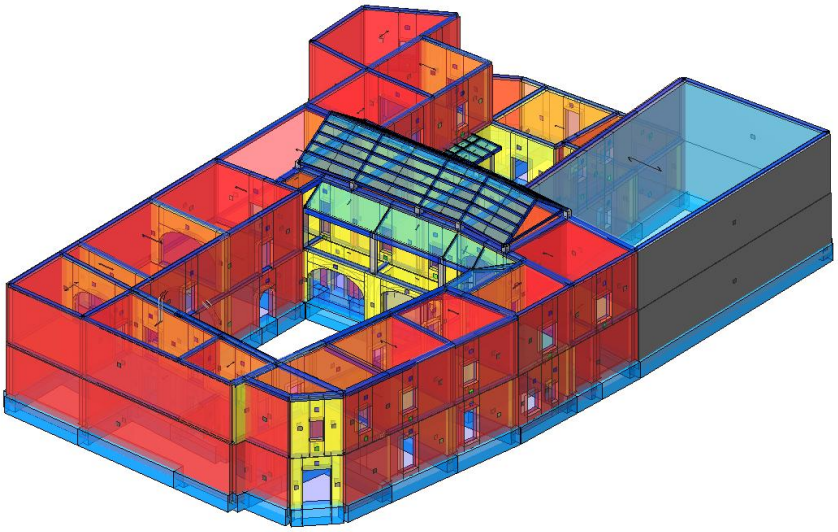


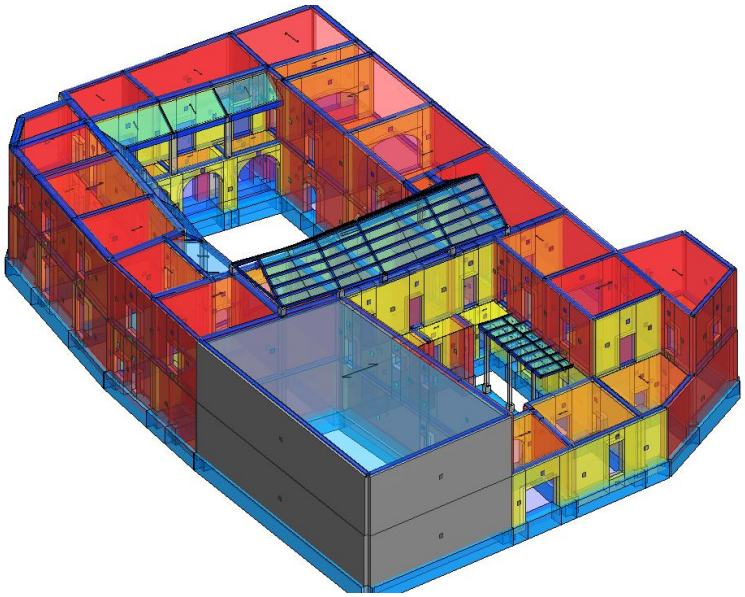
Nell'immagine sopra riportata si evidenziano i volumi oggetto di "demolizione", quest'ultima sarà eseguita come vere e proprio intervento di smontaggio al fine di non arrecare danni alle restanti strutture.
Si provvederà poi al risarcimento delle fessurazioni, in particolare eventuali fessure passanti rilevate in fase di messa a nudo delle strutture, saranno affrontate mediante interventi di cuci e scuci sopra descritti, mentre per quelle non passanti si farà ricorso ad una rasatura armata localizzata a basso spessore con le reti FRCM SYSTEM, sistema già previsto per i setti oggetto di intervento mediante intonaco armato.
I solai del secondo impalcato, e quello al primo impalcato situato in adiacenza all'ingresso alla Chiesa composto da profili in acciaio, attualmente non soddisfano le verifiche richieste dalla Normativa attuale, pertanto si prevede la demolizione e la ricostruzione di nuovi solai composti da profili IPE180. Oltretutto gran parte dei solai letro-cementizi si presentano in avanzato stato di degrado con fenomeni di sfondellamento già in atto. Per tutti i nuovi solai si prevedono interventi allo scopo di migliorare l'ammorsamento nella muratura e la capacità del solaio stesso mediante la realizzazione di una soletta estradossale in calcestruzzo sui profili in acciaio, opportunamente collegati a mezzo di connettori, che garantiscono una risposta statica unitaria ai due materiali diversi che esprimono in tal modo al meglio le proprie caratteristiche individuali.
I vantaggi più evidenti si individuano in una maggiore capacità portante, una migliore resistenza al fuoco, in particolare la duttilità del collegamento si configura come caratteristica determinante perché, da un lato permette il raggiungimento della massima capacità portante flessionale della struttura composta prima che la rottura possa verificarsi in modo fragile per crisi del collegamento, dall'altro influisce sui criteri di progettazione perché la ripartizione dell'azione di taglio permessa dalla duttilità del collegamento consente una distribuzione uniforme dei connettori lungo l'elemento strutturale. Questa tecnica di intervento consente di ottenere migliori prestazioni del solaio e, in generale, del comportamento globale dell'edificio nel quale sono inseriti, infatti saranno poste in opere nuove barre in acciaio, opportunamente inghisate nella muratura, così da migliorare l'ammorsamento solaio-muratura.
Su alcuni solai di copertura del secondo impalcato saranno realizzati nuovi cordoli in calcestruzzo armato, si riporta di seguito dove in azzurro è possibile evidenziare i nuovi cordoli:

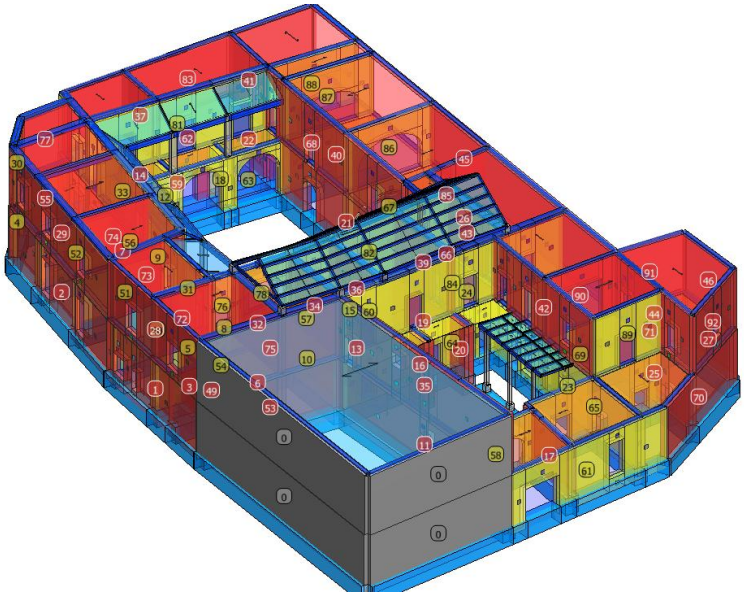


La presenza di un cordolo sommitale migliora l'interazione con le strutture di copertura e garantisce un comportamento scatolare dell'edificio. Inoltre, collegando bene il cordolo alla muratura sottostante, evita il ribaltamento fuori piano della parete dell'ultimo livello. Il cordolo sommitale migliora la trasmissione delle azioni orizzontali, quali vento e sisma, alle pareti in muratura sollecitate ad azioni nel piano. Anche a livello della copertura la presenza di un cordolo consente un effetto di cerchiatura delle pareti murarie perimetrali consentendo la ridistribuzione di forze orizzontali sugli elementi controventanti.
Come previsto dalle NTC2018 il cordolo avrà spessore pari o superiore all'altezza del solaio; larghezza pari a quella della muratura con un arretramento massimo dal filo esterno non superiore a 6 cm e ad 1/4 dello spessore. Per ovviare ai problemi di differente resistenza tra la muratura e il cordolo si prevedono cordoli sommitali con cemento dalle resistenze tradizionali C25/30, per non introdurre irrigidimenti eccessivi, e soprattutto si prevede l'inghisaggio verticalmente delle barre d'armatura al fine di vincolare efficacemente la muratura sottostante e impedirne pertanto il ribaltamento fuori dal piano. Per i setti che presentano maggiori criticità si prevedono interventi mediante applicazione, su entrambe le facce, di intonaco armato realizzato con malta tipo G classe M15 per intonaci "armati", ad elevate prestazioni meccaniche, a base di calce idraulica naturale ed ECO-POZZOLANA e reti in fibra di vetro A.R. alcali resistente, pre-impregnate (FRP), saranno inoltre utilizzati connettori preformati a "L" in fibra di vetro alcali resistente e resina termoindurente di tipo vinilestere-epossidico per il fissaggio delle reti al supporto in muratura. Questa tipologia di intervento consente di ottenere un notevole incremento di resistenza a taglio e trazione delle murature, nessun incremento significativo di rigidezza, nessun incremento significativo di massa, elevata duttilità; la malta utilizzata conferisce una maggiore capacità ai pannelli murari nei confronti delle azioni sismiche, scongiurando i meccanismi di rottura fragile che andrebbero a compromettere l'agibilità e la stabilità dell'edificio. L'intonaco a basso spessore con sitema FRCM consente, rispetto alle tecnologie con rete elettrosaldata in acciaio zincato o inox e betoncino cementizio e a quello con sistema CRM, una notevole riduzione di massa (peso dell'intervento di circa 28 kg/mq) ed una riduzione notevole della rigidezza; entrambi gli aspetti ricoprono un ruolo fondamentale nel comportamento delle strutture nei confronti delle azioni sismiche, infatti l'intervento consente un aumento delle caratteristiche meccaniche della muratura senza modificarne significativamente la geometria.
Al terzo impalcato, in sostituzione dei volumi oggetto di demolizione, si prevede la

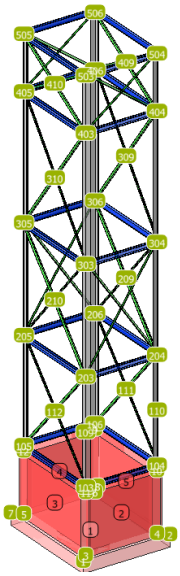
realizzazione di una nuova copertura a spioventi; la struttura è dio tipo leggera in quanto presenta travi in legno lamellare, in particolare travi principali di sezione 12x24 cm e travi secondarie 10x20 cm con pacchetto composto da tavolato di spessore 3 cm e tegole.
Il progetto prevede inoltre la realizzazione di una tettoia all'internop della corte più piccola; la tettoia sarà realizzata in materiali leggeri, ovvero acciaio e pannellui trasparenti. Trasmetterà i carica in parte alla struttura esistente ed in paerte al terreno mediante una nuova fondazione composta da una trave in calcestruzzo armato di dimensioni 60x30 cm. Per far si che le strutture in acciaio siano staccate da terra sono statri previsti baggioli di sezione 40x40cm ed altezza 50 cm.
Si riportano di seguito le immagini del modello tatale della struttura:



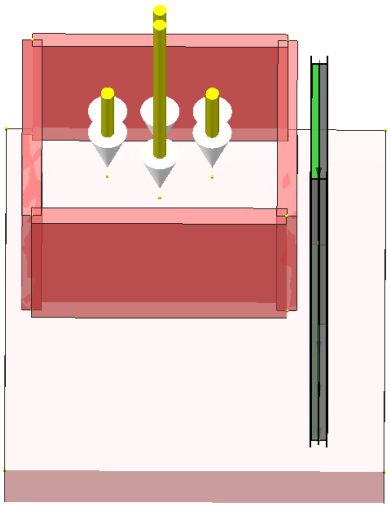




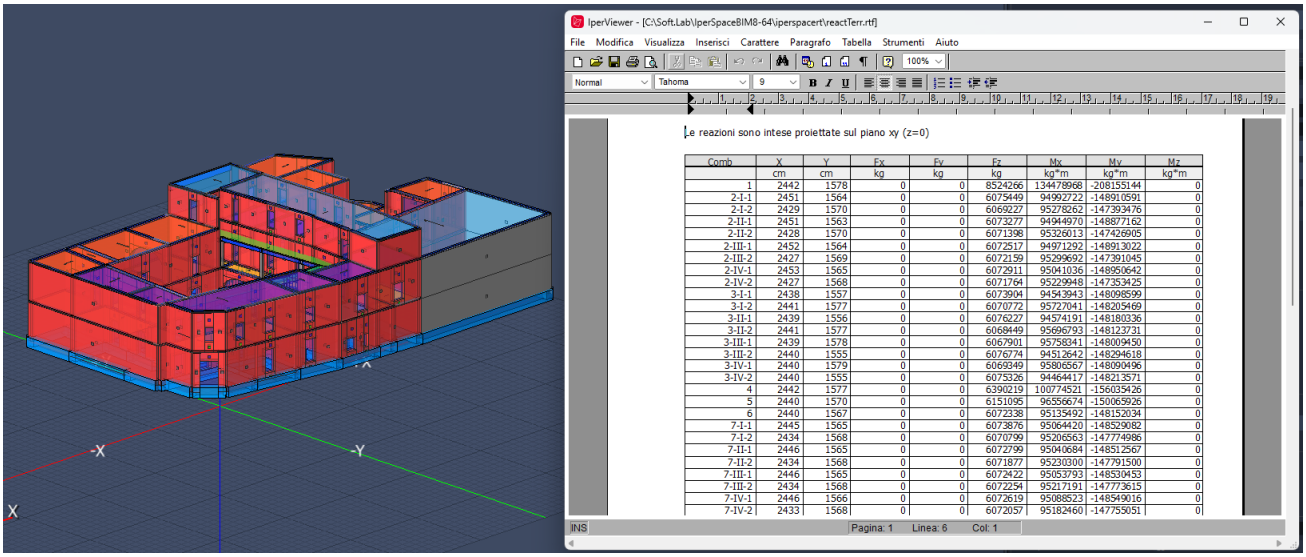
Infine, con struttura autonoma, si prevede la realizzazione di un ascensore posizionato in adiacenza alla tettoia esterna che si trova nella corte più piccola.



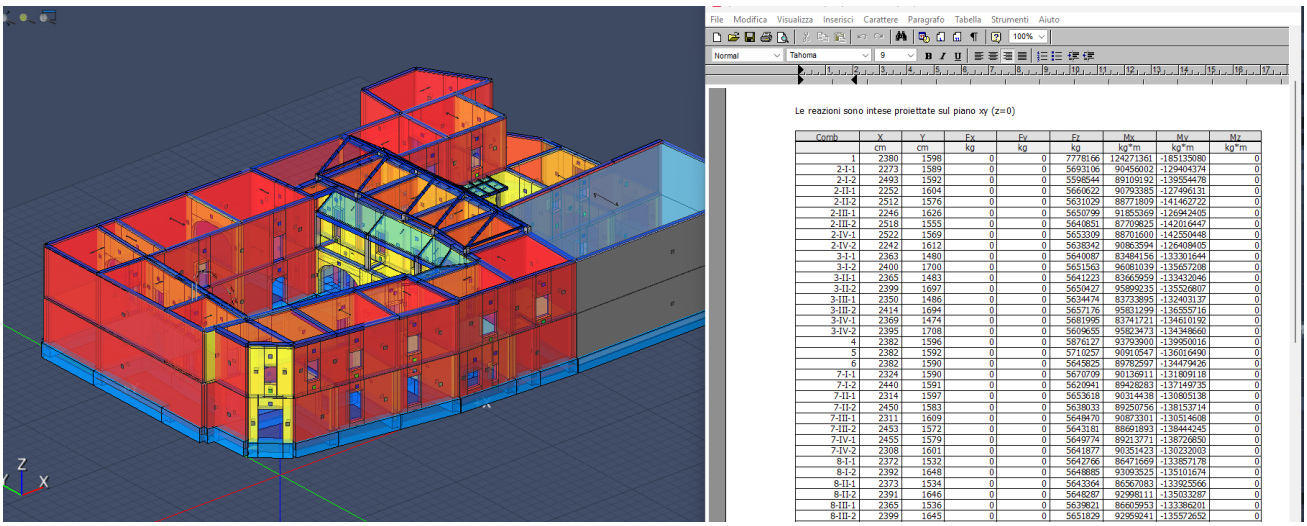
L'ascensore prevede una platea di fondazione di spessore 30 cm con setti in elevazione di spessore 20 cm ed altezza 110 cm che costituiscono la fossa. Il castelletto in elevazioone è interamente in acciaio di classe S275 con trattamento superficiale di zincatura. Si riporta di seguito una immagine del modello delle fondazioni nella quale è possibile vedere le azioni derivanti dalla struttura in elevazione dell'ascensore:



Per determinare la trascurabile variazione dei carichi in fondazione sono state confrontate le risultanti delle reazioni ante e post operam dalle quali si evince che si è ottenuto una riduzione delle sollecitazioni in fondazione.



Comb	X	Y	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	cm	cm	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
1	2442	1578	0	0	8524266	134478968	-208155144	0
2-I-1	2451	1564	0	0	6075449	94992722	-148910591	0
2-I-2	2429	1570	0	0	6069227	95278262	-147393476	0
2-II-1	2451	1563	0	0	6073277	94944970	-148877162	0
2-II-2	2428	1570	0	0	6071398	95326013	-147426905	0
2-III-1	2452	1564	0	0	6072517	94971292	-148913022	0
2-III-2	2427	1569	0	0	6072159	95299692	-147391045	0
2-IV-1	2453	1565	0	0	6072911	95041036	-148950642	0
2-IV-2	2427	1568	0	0	6071764	95229948	-147353425	0
3-I-1	2438	1557	0	0	6073904	94543943	-148098599	0
3-I-2	2441	1577	0	0	6070772	95727041	-148205469	0
3-II-1	2439	1556	0	0	6076227	94574191	-148180336	0
3-II-2	2441	1577	0	0	6068449	95696793	-148122731	0
3-III-1	2439	1578	0	0	6067901	95758341	-148009450	0
3-III-2	2440	1555	0	0	6076774	94512642	-148294618	0
3-IV-1	2440	1579	0	0	6069349	95806567	-148090496	0
3-IV-2	2440	1555	0	0	6075326	94464417	-148213571	0
4	2442	1577	0	0	6390219	100774521	-156035426	0
5	2440	1570	0	0	6151095	96556674	-150065926	0
6	2440	1567	0	0	6072338	95135492	-148152034	0
7-I-1	2445	1565	0	0	6073876	95064420	-148529082	0
7-I-2	2434	1568	0	0	6070799	95206563	-147774986	0
7-II-1	2446	1565	0	0	6072799	95040684	-148512567	0
7-II-2	2434	1568	0	0	6071877	95230300	-147791500	0
7-III-1	2446	1565	0	0	6072422	95053793	-148530453	0
7-III-2	2434	1568	0	0	6072254	95217191	-147773615	0
7-IV-1	2446	1566	0	0	6072619	95088523	-148549016	0
7-IV-2	2433	1568	0	0	6072057	95182460	-147755051	0



Comb	X	Y	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	cm	cm	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
1	2380	1598	0	0	7778166	124271361	-185135080	0
2-I-1	2273	1589	0	0	5693106	90456602	-129404374	0
2-I-2	2493	1592	0	0	5598544	89109192	-139554478	0
2-II-1	2252	1604	0	0	5660622	90793385	-127496131	0
2-II-2	2512	1576	0	0	5631029	88771809	-141462722	0
2-III-1	2246	1626	0	0	5650799	91855369	-126942405	0
2-III-2	2518	1555	0	0	5640851	87709625	-142016447	0
2-IV-1	2522	1569	0	0	5653309	88701600	-142250448	0
2-IV-2	2242	1612	0	0	5638342	90863594	-126408405	0
3-I-1	2363	1480	0	0	5640087	83484156	-133301644	0
3-I-2	2400	1700	0	0	5651563	96081039	-135657208	0
3-II-1	2365	1483	0	0	5641223	83665959	-133432046	0
3-II-2	2399	1697	0	0	5650427	95899235	-135526807	0
3-III-1	2350	1486	0	0	5634474	83733895	-132403137	0
3-III-2	2414	1694	0	0	5657176	95831299	-136555716	0
3-IV-1	2369	1474	0	0	5681995	83741721	-134610192	0
3-IV-2	2395	1708	0	0	5609655	95823473	-134348660	0
4	2382	1596	0	0	5876127	93793900	-139950016	0
5	2382	1592	0	0	5710257	90910547	-136016490	0
6	2382	1590	0	0	5645825	89782597	-134479426	0
7-I-1	2324	1590	0	0	5670709	90136911	-131809118	0
7-I-2	2440	1591	0	0	5620941	89428283	-137149735	0
7-II-1	2314	1597	0	0	5653618	90314438	-130805138	0
7-II-2	2450	1583	0	0	5638033	89250756	-138153714	0
7-III-1	2311	1609	0	0	5648470	90873301	-130514608	0
7-III-2	2453	1572	0	0	5643181	88691893	-138442245	0
7-IV-1	2455	1579	0	0	5649774	89213771	-138726850	0
7-IV-2	2308	1601	0	0	5641877	90351423	-130232003	0
8-I-1	2372	1532	0	0	5642766	86471669	-133857178	0
8-I-2	2392	1648	0	0	5648885	93992825	-135101674	0
8-II-1	2373	1534	0	0	5643364	86567083	-133925566	0
8-II-2	2391	1646	0	0	5648287	92998111	-135033287	0
8-III-1	2365	1536	0	0	5639821	86605953	-133386201	0
8-III-2	2399	1645	0	0	5651829	92959241	-135572652	0

Dal confronto tra ante operam e post operam, si riscontra che la variazione di carico sul terreno è pari a:

$$R_{terr,post} - R_{terr,ante} = 5.876.127 \ \ kg - 6.390.219 \ \ kg = -514.092 \ \ kg$$

Pertanto si riscontra una riduzione dei carichi in fondazione, pertanto secondo le NTC2018 non è necessario procedere con intervento di adeguamento.

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100)
Vita nominale VN [anni]	50.0
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso CU	1.500
Periodo di riferimento VR [anni]	75.000
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite di esercizio - SLD	63.0%
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite ultimo - SLV	10.0%
Periodo di ritorno TR SLD [anni]	75.4
Periodo di ritorno TR SLV [anni]	711.8

Per maggiori dettagli riguardo l'azione sismica si veda la definizione degli spettri di risposta

Materiali impiegati e resistenze di calcolo

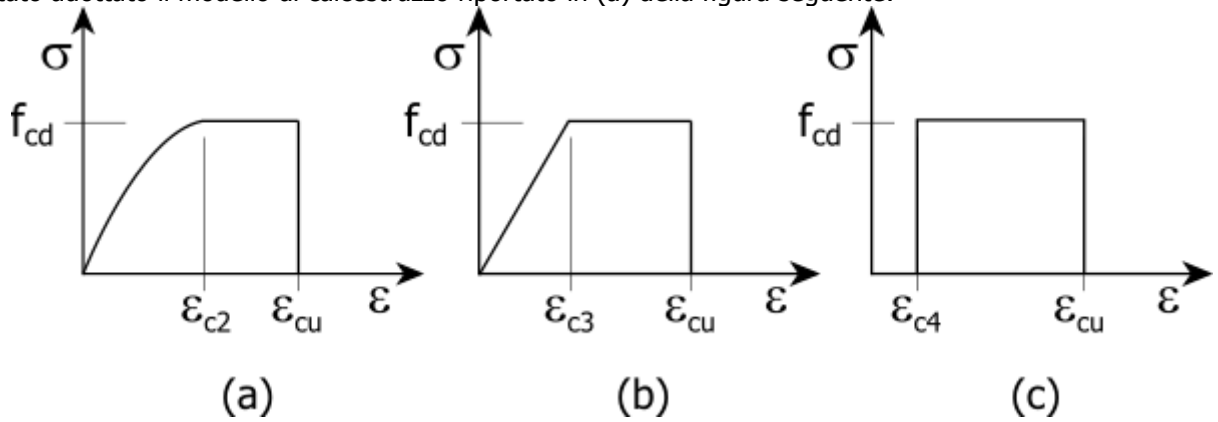
Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali, di cui si riportano nell'ordine le proprietà meccaniche adottate nel calcolo elastico e le resistenze di calcolo per le verifiche di sicurezza:

Materiali		
C25/30		
Peso specifico	kg/mc	2500
Modulo di Young E	kg/cmq	3E05
Modulo di Poisson ν		0.13
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	1e-05
Acciaio		
Peso specifico	kg/mc	7850
Modulo di Young E	kg/cmq	2E06
Modulo di Poisson ν		0.30
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	1.2e-05
Materiale: Tufo vulcanico		
Peso specifico	kg/mc	1600
Modulo di Young E	kg/cmq	1E04
Coefficiente di dilatazione termica	1/°C	1e-05
Modulo elastico tangenziale G	kg/cmq	4E02
Riduzione Modulo di Young		1.00
Riduzione Modulo elastico tangenziale		1.00
Legno Duro ortotropo		
Peso specifico	kg/mc	650
Modulo di Young Ex	kg/cmq	1E05
Modulo di Young Ey	kg/cmq	2E04
Modulo tangenziale Gxy	kg/cmq	1E04
Modulo tangenziale Gxz	kg/cmq	1E04
Modulo tangenziale Gyz	kg/cmq	4E03
Modulo di Poisson νxy		0.39
Coefficiente di dilatazione termica λ	1/°C	5e-06

Caratteristiche dei materiali delle parti in calcestruzzo armato		
Classe calcestruzzo		Cls C25/30
Resistenza cubica Rck	kg/cmq	300
Resistenza di calcolo fcd	kg/cmq	141

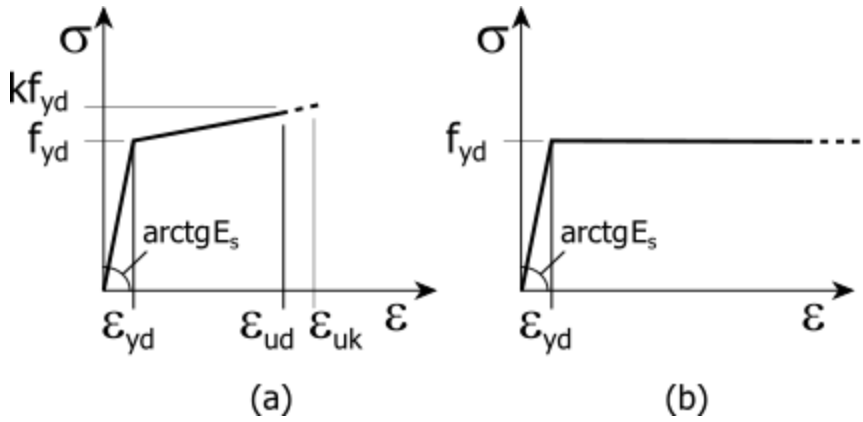
Resistenza a trazione di calcolo fctd	kg/cmq	12
Resistenza cilindrica fck	kg/cmq	249
Resistenza a trazione media fctm	kg/cmq	26
Classe acciaio barre longitudinali		Acciaio barre B450C
Resistenza allo snervamento fyk	kg/cmq	>=4500
Resistenza alla rottura barre ftk	kg/cmq	>=5400
Classe acciaio staffe		Acciaio barre B450C
Resistenza allo snervamento fyk	kg/cmq	>=4500
Resistenza alla rottura barre ftk	kg/cmq	>=5400
Caratteristiche dei materiali delle parti in acciaio		
Acciaio_FlessTors		
Classe acciaio		FE430
fyd (t<40mm)	kg/cmq	2750
fyd (t>40mm)	kg/cmq	2500
ft (t<40mm)	kg/cmq	4300
ft (t>40mm)	kg/cmq	4100
Caratteristiche dei materiali delle parti in legno		
Legno_Tenso-Pressoflessione		
fyd	kg/cmq	140.00
Tipologia legno	Lamellare	
Classe di resistenza	GL24h	
fyd	kg/cmq	140.00
Tipologia legno	Lamellare	
Classe di resistenza	GL24h	
Caratteristiche dei materiali delle parti in muratura		
Muro_TufoVulcanico		
Resistenza a compressione fk	kg/cmq	20
Resistenza a taglio fv0	kg/cmq	1
Resistenza a taglio limite fvk lim	kg/cmq	15
Resistenza compressione orizzontale fhk	kg/cmq	15
Muro_TufoVulcanico_Rinforzo intonaco armato		
Resistenza a compressione fk	kg/cmq	34
Resistenza a taglio fv0	kg/cmq	2
Resistenza a taglio limite fvk lim	kg/cmq	15
Resistenza compressione orizzontale fhk	kg/cmq	15
Copia di Muro_TufoVulcanico_Rinforzo intonaco armato		
Resistenza a compressione fk	kg/cmq	34
Resistenza a taglio fv0	kg/cmq	2
Resistenza a taglio limite fvk lim	kg/cmq	15
Resistenza compressione orizzontale fhk	kg/cmq	15

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio per calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2 delle NT; in particolare per le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato è stato adottato il modello di calcestruzzo riportato in (a) della figura seguente:



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

ed il modello di acciaio riportato in a) o b) della figura seguente:



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio per calcestruzzo.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk} /γ_f. Il coefficiente di sicurezza è γ_f.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa. Riguardo ai coefficienti di sicurezza parziali, alle deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio (modello incrudente) si faccia riferimento ai criteri di verifica nella sezione "Verifica Elementi Strutturali"
La verifica delle sezioni dei setti in muratura sono state effetute secondo quanto disposto dalle norme NT ai paragrafi 4.5.6, 4.5.7, 7.8.2, 7.8.3 in particolare per le murature armate si adottano gli stessi diagrammi tensione deformazione del calcestruzzo con le seguenti precisazioni (paragrafo 7.8.3.2.1):

- per la verifica delle sezioni pressoinflesse si assume un diagramma delle compressioni rettangolari con profondità pari all'80% della profondità dell'asse neutro e tensione pari a f_d=0.85 f_k/γ_M (con f_k resistenza caratteristica della muratura). La deformazione massima considerata e_m è pari a 0.0035;
- per l'acciaio si assume il legame elastico perfettamente plastico con limite di deformazione e_s pari a 0.01 e $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$ con γ_s=1.15

Terreno di fondazione

Le fondazioni del fabbricato in oggetto sono costituite dagli stessi setti in muratura che si attestano ad una profondità di circa 1,20 metri.I valori delle tensioni sul piano di posa e le sollecitazioni negli elementi di fondazione, sono riportati nell'allegato 'Calcoli Strutturali'.. Dalla Relazione Geologica redatta dal geologo Adamo Vallifuoco risulta che nell'area in oggetto, si ha un terreno di tipo C con la seguente stratigrafia:

N°	s	G	GSat.	Ø	A	OCR	c	cu	Eed	nu	Note
	cm	kg/mc	kg/mc	°			kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq		
1	360	1	1844	22	No	--	0.00	0.00	3E01	0.3	Strato 1
2	120	1350	1834	20	No	--	0.00	0.00	3E01	0.3	Strato 2
3	120	1618	1863	26	No	--	0.00	0.00	4E01	0.3	Strato 3
4	420	1795	1902	29	No	--	0.00	0.00	5E01	0.3	Strato 4

N° = Numero strato, s = spessore, G = peso specifico, GSat. = peso specifico saturo, OCR = grado di sovraconsolidazione, A = Addensato, c = coesione, cu = coesione non drenata, Eed = modulo edometrico, nu = coefficiente di Poisson

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, pertanto, si sono assunti i parametri fisico-meccanici precedentemente indicati. Per maggiori dettagli riguardo i parametri che caratterizzano il terreno si rimanda alla relazione geologica e a quella geotecnica.

Analisi dei carichi

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni contenute nel **D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni")**. In particolare sono stati utilizzati diversi sovraccarichi in funzione delle diverse destinazioni d'uso, ovvero:
Per gli ambienti al primo piano i carichi considerati sono quelli relative alla categoria B2, ovvero "Uffici aperti al pubblico" congruenti con le funzioni svolte (ambienti evidenziati in arancione per quelli esistenti e ciano quelli di nuova costruzione), mentre sono evidenziati in giallo le aree comuni per le quali è stato considerato un sovraccarico variabile pari a 400 kg/mq; Si riporta di seguito una mappatura dei vari solai con i sovraccarichi previsti.

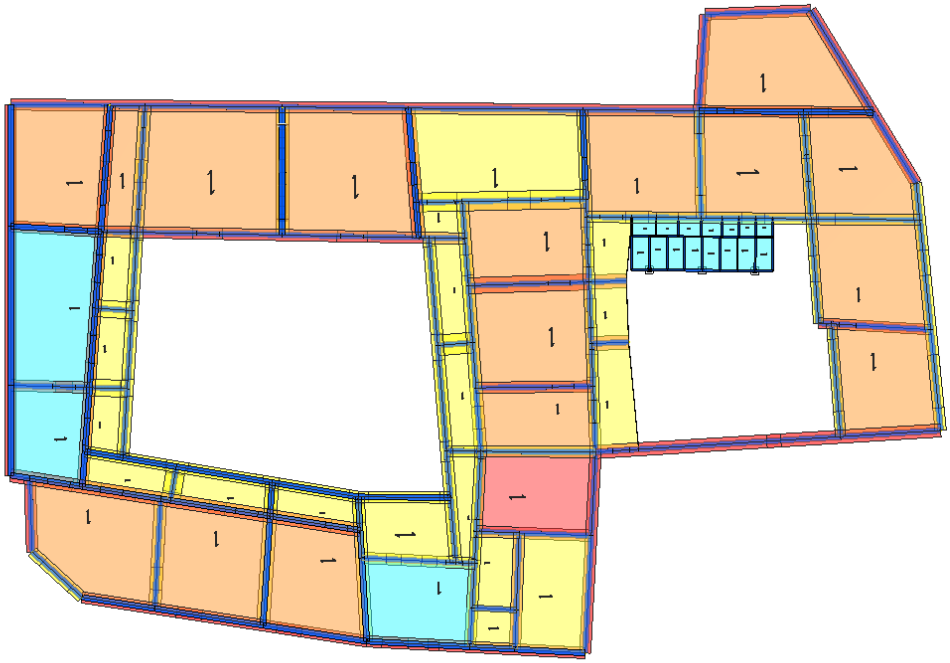


Figura 12 - Pianta primo impalcato - categoria sovraccarichi

Per la copertura i carichi considerati sono quelli relative alla categoria H, ovvero "Copertura accessibile per sola manutenzione". In ciano le coperture di tipo leggero.

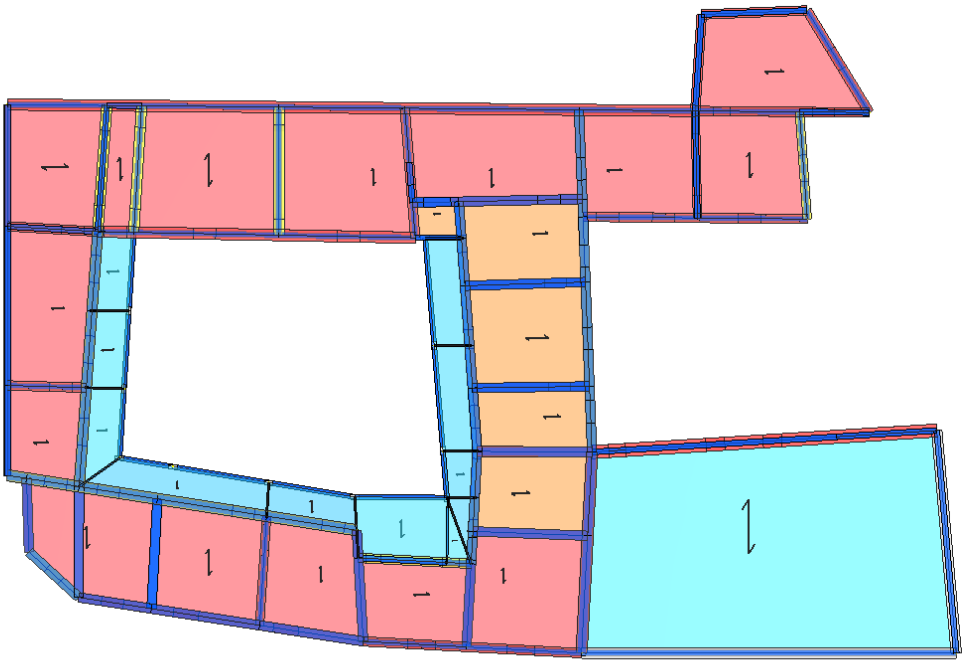


Figura 13 - Pianta II impalcato - categoria sovraccarichi

I carichi adottati sono i seguenti:

Solaio tipo putrelle e tavelloni esistenti: Uffici

Pesi propri:		
Soletta:	16 x 2.500E-03	=0.0400 kg/cm^2
IPE180:	2 x 0,188	=0.0038 kg/cm^2

	Totale pesi propri:	=0.0438 kg/cm^2
Sovraccarichi fissi:		
Massetto:	5 x 1.200E-03	=0.0060 kg/cm^2
Intonaco:	2 x 1.400E-03	=0.0028 kg/cm^2
Pavimento:	2 x 2.200E-03	=0.0033 kg/cm^2
Incidenza tramezzi:		=0.0100 kg/cm^2

	Totale sovraccarichi fissi:	=0.0221 kg/cm^2
Totale carichi permanenti		**=0.0509 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili:		**=0.0300 kg/cm^2**

Solaio tipo: Uffici

Pesi propri:		
Soletta:	10 x 2.500E-03	=0.0250 kg/cm^2
IPE180:	2 x 0,188	=0.0038 kg/cm^2

	Totale pesi propri:	=0.0288 kg/cm^2
Sovraccarichi fissi:		
Massetto:	5 x 1.200E-03	=0.0060 kg/cm^2
Intonaco:	2 x 1.400E-03	=0.0028 kg/cm^2
Pavimento:	2 x 2.200E-03	=0.0033 kg/cm^2
Incidenza tramezzi:		=0.0100 kg/cm^2

	Totale sovraccarichi fissi:	=0.0221 kg/cm^2
Totale carichi permanenti		**=0.0509 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili:		**=0.0300 kg/cm^2**

Solaio tipo: Corridoi e zone comuni

Pesi propri:		
Soletta:	10 x 2.500E-03	=0.0250 kg/cm^2
IPE180:	2 x 0,188	=0.0038 kg/cm^2

	Totale pesi propri:	=0.0288 kg/cm^2
Sovraccarichi fissi:		
Massetto:	5 x 1.200E-03	=0.0060 kg/cm^2
Intonaco:	2 x 1.400E-03	=0.0028 kg/cm^2
Pavimento:	2 x 2.200E-03	=0.0033 kg/cm^2

	Totale sovraccarichi fissi:	=0.0121 kg/cm^2
Totale carichi permanenti		**=0.0409 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili:		**=0.0400 kg/cm^2**

Solaio tipo: Copertura

Pesi propri:

Soletta:	10 x 2.500E-03	=0.0250 kg/cm^2
IPE180:	2 x 0,188	=0.0038 kg/cm^2
	Totale pesi propri:	=0.0288 kg/cm^2

Sovraccarichi fissi:

Massetto:	5 x 1.200E-03	=0.0060 kg/cm^2
Intonaco:	2 x 1.400E-03	=0.0028 kg/cm^2
Impermeabilizzazione:	2 x 2.200E-03	=0.0033 kg/cm^2
	Totale sovraccarichi fissi:	=0.0121 kg/cm^2

Totale carichi permanenti **=0.0409 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili: **=0.0050 kg/cm^2**

Solaio tipo: Copertura legno

Pesi propri:

Tavolato:	3x 800E-03	=0.0024 kg/cm^2

Travi calcolate in automatico dal programma:

Totale pesi propri:	=0.0024 kg/cm^2

Sovraccarichi fissi:

Tegole:	5 x 1.200E-03	=0.0050 kg/cm^2
	Totale sovraccarichi fissi:	=0.0050 kg/cm^2

Totale carichi permanenti **=0.0074 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili: **=0.0050 kg/cm^2**

Solaio tipo: Copertura legno e vetro

Pesi propri:

Raccorderia:	=0.0020 kg/cm^2

Travi calcolate in automatico dal programma:

Totale pesi propri:	=0.0020 kg/cm^2

Sovraccarichi fissi:

Vetro:	=0.0080 kg/cm^2
Totale sovraccarichi fissi:	=0.0080 kg/cm^2

Totale carichi permanenti **=0.0100 kg/cm^2**
Sovraccarichi variabili: **=0.0050 kg/cm^2**

Sovraccarico neve

Provincia:	NAPOLI
Zona:	3
Altitudine a_s:	135 m s.l.m.
Esposizione :	Normale
Periodo di ritorno:	50 anni

Il carico neve sulle coperture viene valutato con la seguente espressione:

$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ kg/mq

dove:

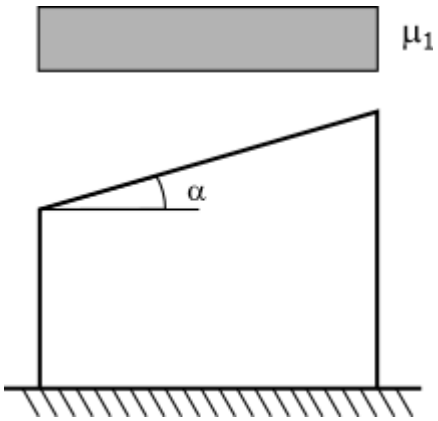
μ_i	Coefficiente di forma della copertura;
$C_E = 1.0$	Coefficiente di esposizione;
$C_t = 1.0$	Coefficiente termico;
$q_{sk} = 60$ kg/mq	Carico neve al suolo.

Nel caso in esame (copertura ad una falda), con

$\alpha = 0.00°$

il coefficiente di forma vale:

$\mu_1(\alpha) = 0.80$ => $q_s = 48$ kg/mq



Sovraccarico vento

Zona	$V_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	K_s
3	27	500	0.37

Categoria di esposizione	K_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
4	0.22	0.30	8

Altitudine: **a_s** = 53 m s.l.m.

Distanza dalla costa: terra - entro 10 Km

Classe di rugosità terreno: A

Altezza manufatto: **h** = 10.00 m

Periodo di ritorno: **T_R** = 50.0 anni =>
c_R = $0.75\{1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{0.5} = 1.00$

Velocità di riferimento del vento: **V_b** = ca · $V_{b,0}$ con:

$ca=1$ per $a_s \le a_0$
$ca=1+K_s \cdot (a_s/a_0 - 1)$ per $a_s > a_0$

V_b = 27.000 m/s
$V_b(T_R)$ $= c_R V_b$ = 27.020 m/s

Coefficiente dinamico: **C_d** = 1.00

Coefficiente di forma: **C_p** = 1.20

Coefficiente di attrito: **C_f** = 0.01

Coefficiente di topografia: **C_t** = 1.00

Coefficiente di esposizione: **$C_e(z)$** $= K_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$
$C_e(z)$ $= C_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

$C_e(z)$ = 1.78

Le azioni del vento si traducono in pressioni (positive) e depressioni (negative) agenti normalmente alla superficie degli elementi che compongono la costruzione. La pressione agente su un singolo elemento è data dall'espressione:

p $= q_b C_e C_p C_d$ = 976.37 Pa

dove:
q_b $= 1/2 \rho v_b^2$ e' la pressione cinetica di riferimento;

ρ = 1,25 kg/m^3 e' la densita' dell'aria

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è:

p_f $= q_b C_e C_f$ = 8.14 Pa

I carichi relativi ai pesi propri sono valutati in automatico in funzione della geometria degli elementi e del loro peso specifico. I tamponamenti vengono valutati per metro lineare di trave su cui insistono; maggiori dettagli a essi relativi sono riportati nel tabulato di calcolo, alla sezione dei carichi relativi alle aste, nodi e shell.

Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NT. La valutazione degli spettri di risposta per un dato Stato Limite avviene attraverso le seguenti fasi:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, in base alle quali si determina il Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Determinazione, attraverso latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_o e T_C^* per lo Stato Limite di interesse; l'individuazione è stata effettuata interpolando i dati relativi ai 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio, secondo quanto disposto dall'allegato alle NTC "Pericolosità Sismica", dove:
  - **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.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati, per ogni direzione dell'azione sismica.

Oltre alla determinazione dei parametri sismici del sito si è considerata la tipologia di terreno, la posizione topografica e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità, ecc..) che ha condotto alla determinazione dei seguenti spettri di risposta:

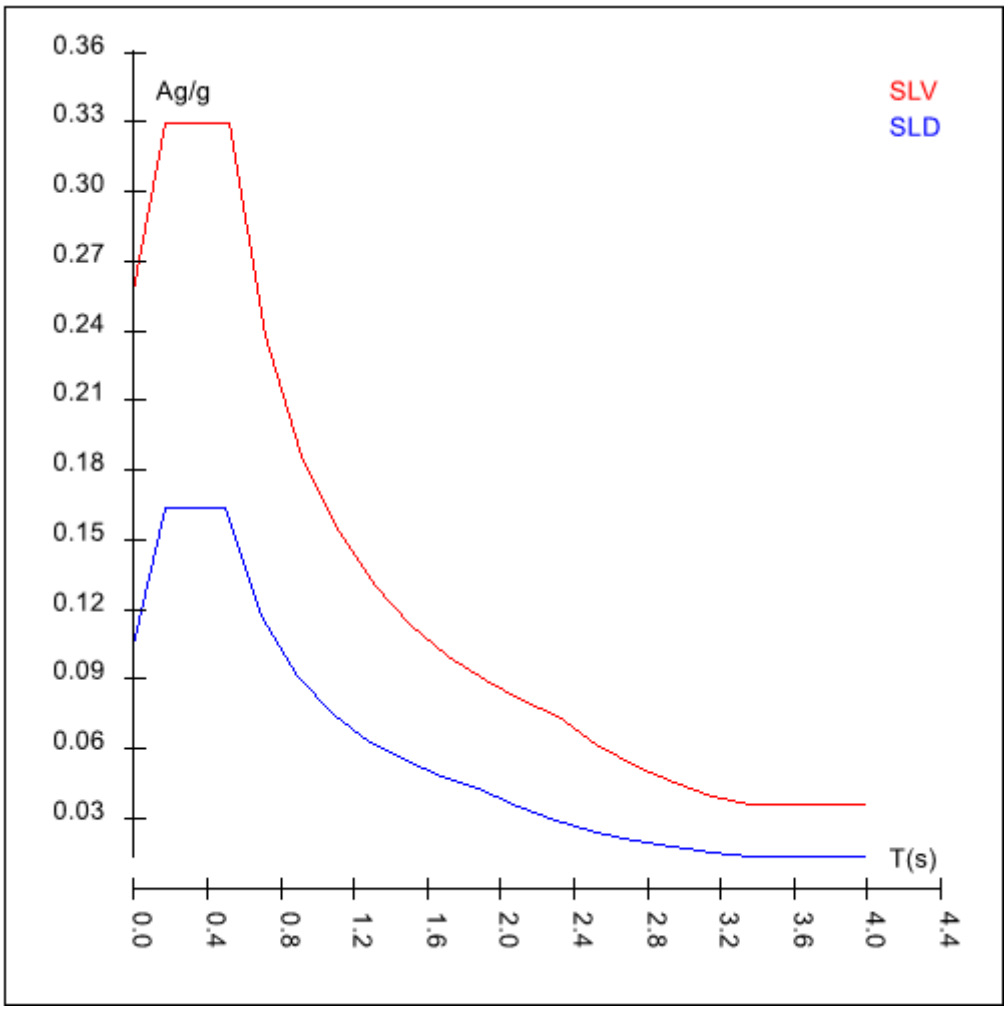
Spettri di risposta

Spettro: **Spettro_NT2018**
Il calcolo degli spettri e del fattore di comportamento sono stati calcolati per la seguente tipologia di terreno e struttura.

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100)
Vita nominale VN [anni]	50.0
Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso CU	1.500
Periodo di riferimento VR [anni]	75.000
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite di esercizio - SLD	63.0%
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite ultimo - SLV	10.0%
Periodo di ritorno TR SLD [anni]	75.4
Periodo di ritorno TR SLV [anni]	711.8
Parametri del sito	
Comune	Calvizzano (NA)
Longitudine	14.1896
Latitudine	40.9075
Id reticolo del sito	32978-32756-32977-32755
Valori di riferimento del sito	
Accelerazione orizzontale massima del sito Ag/g - SLD (TR=75.4)	0.0698
Fattore di amplificazione dello spettro Fo - SLD (TR=75.4)	2.3506
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T^*C [s] - SLD (TR=75.4)	0.326
Accelerazione orizzontale massima del sito Ag/g - SLV (TR=711.8)	0.1783
Fattore di amplificazione dello spettro Fo - SLV (TR=711.8)	2.4248
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T^*C [s] - SLV (TR=711.8)	0.349
Coefficiente Amplificazione Topografica St	1.000
Categoria terreno	C
Stato limite SLV	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.44
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro TB [s]	0.17
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC [s]	0.52
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro TD [s]	2.31
Stato limite SLD	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.50
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro TB [s]	0.17
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC [s]	0.50
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro TD [s]	1.88
Fattore di comportamento (SLV)	
Classe duttilità	B
Tipo progettazione	Dissipativa
Tipo struttura	Muratura
Fattore di riduzione per regolarità in altezza Kr- Struttura non regolare	0.800000
Fattore di riduzione per rottura pareti Kw	1.000
Regolare in pianta	NO (cfr.NTC7.3.1)
Coefficiente moltiplicativo Ce - Costruzioni in muratura ordinaria	1.750
Au/A1 - Muratura ordinaria	1.700
Fattore di comportamento q = Kw*Kr*q0=Kw*Kr*Ce*(1+Au/A1)/2	1.890
Fattore di comportamento (SLD)	
q	1.500

T SLV [s]	**Sd SLV**[a/g]	**T SLD** [s]	**Sd SLD**[a/g]
0.00000	0.25688	0.00000	0.10464
0.17281	0.32956	0.16528	0.16398
0.51842	0.32956	0.49583	0.16398
0.71785	0.23801	0.69344	0.11725
0.91728	0.18626	0.89104	0.09125
1.11671	0.15300	1.08864	0.07469
1.31614	0.12981	1.28624	0.06321

T SLV [s]	**Sd SLV**[a/g]	**T SLD** [s]	**Sd SLD**[a/g]
1.51556	0.11273	1.48384	0.05480
1.71499	0.09962	1.68145	0.04836
1.91442	0.08925	1.87905	0.04327
2.11385	0.08083	2.09114	0.03494
2.31328	0.07386	2.30324	0.02880
2.52412	0.06203	2.51533	0.02415
2.73496	0.05284	2.72743	0.02054
2.94580	0.04555	2.93952	0.01768
3.15664	0.03966	3.15162	0.01538
3.36748	0.03566	3.36371	0.01395
3.57832	0.03566	3.57581	0.01395
3.78916	0.03566	3.78790	0.01395
4.00000	0.03566	4.00000	0.01395



Elementi di fondazione

Il calcolo della struttura di fondazione è condotto considerando le azioni che la struttura sovrastante le trasmette amplificate per un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di comportamento per struttura non dissipativa (1<q<1.5) e non maggiori delle resistenze degli elementi sovrastanti la fondazione. Le precedenti limitazioni comprendono anche il caso di struttura calcolata con spettro elastico o con fattore di comportamento q relativo a struttura non dissipativa.

Metodo di analisi e criteri di verifica

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare. Le masse sono applicate nei nodi del modello. Tali masse sono ottenute considerando le reazioni vincolari di incastro perfetto che si ottengono per effetto dei carichi agenti sulle membrature che collegano i nodi. La risposta massima di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, è valutata con la tecnica della combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1+\beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{\left(1-\beta_{ij}^2\right)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot \left(1+\beta_{ij}^2\right)} \qquad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state calcolate considerando varie posizioni del baricentro delle masse e composte secondo diverse combinazioni di posizioni prestabilite, come riportato in seguito; il risultato di tali combinazioni, successivamente, è stato composto con quello derivante dai carichi non sismici, secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.
Per tener conto dell'aleatorietà della posizione del baricentro delle masse, per ogni impalcato si è considerato uno spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria di una quantità pari a una percentuale della dimensione della struttura nella direzione considerata. Le azioni risultanti dai calcoli per le varie posizioni delle masse, in fase di verifica vengono combinate al fine di ottenere le azioni più sfavorevoli; di seguito vengono riportate sia le posizioni che le combinazioni delle masse. Le due tabelle vanno lette nel seguente modo:

- la prima indica la percentuale della dimensione della struttura secondo cui viene spostato il baricentro ad ogni impalcato; lo spostamento è assegnato nelle due direzioni ortogonali secondo cui agisce il sisma e per ognuna di tali posizioni è eseguito un calcolo modale della struttura;
- la seconda tabella è usata in fase di verifica per la valutazione dell'azione sismica: l'effetto del sisma in una direzione è combinato con quello ortogonale di un'altra posizione con i fattori specificati nelle due colonne.

Percentuali Spostamento masse impalcati

Posizione	% Spostamento direzione X	% Spostamento direzione Y
1	0	-5
2	5	0
3	0	5
4	-5	0

Combinazioni del Sisma in X e Y e Verticale

Comb.	Pos. SismaX	Pos. SismaY	Fx	Fy	Fz
1	1	2	1	0.3	0
2	1	2	0.3	1	0
3	1	4	1	0.3	0
4	1	4	0.3	1	0
5	3	2	1	0.3	0
6	3	2	0.3	1	0
7	3	4	1	0.3	0
8	3	4	0.3	1	0

Comb. Numero di combinazione dei sismi
Pos. SismaX Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione X
Pos. SismaY Posizione in cui viene scelto il sisma in direzione Y
Fx Fattore con cui il sisma X partecipa

Fy Fattore con cui il sisma Y partecipa
Fz Fattore con cui il sisma Verticale partecipa (quando richiesto)

Ogni combinazione genera al massimo 8 sotto-combinazioni in base a tutte le combinazioni possibili dei segni di Fx ed Fy ed Fz.

Si è considerato un numero di modi di vibrazione sufficiente ad eccitare almeno l'85% della massa sismica in ogni posizione delle masse, di seguito si riportano i risultati salienti dell'analisi modale sia per il calcolo allo Stato Limite Ultimo che per quello di Esercizio.

Periodi di vibrazione e Masse modali

Scenario di calcolo: **Copia di Scenario 2018**

Posizione masse 1

Numero di Frequenze calcolate =15, filtrate=10

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
	s			kgm*g			
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	1.0119	-12.979	-117.591	1652	135602	0.04	3.69
2(2)	0.6323	2.436	92.709	58	84288	0.00	2.29
3(3)	0.5692	-20.111	195.154	3966	373489	0.11	10.16
4(4)	0.4684	-131.804	-50.699	170364	25207	4.64	0.69
5(5)	0.4205	-133.901	-496.308	175829	2415586	4.78	65.74
6(6)	0.3867	-374.138	155.293	1372729	236497	37.36	6.44
7(7)	0.3598	384.131	0.085	1447034	0	39.38	0.00
8(8)	0.3260	-172.195	79.131	290778	61407	7.91	1.67
9(9)	0.2966	8.757	34.581	752	11727	0.02	0.32
10(14)	0.2009	-13.088	-111.795	1680	122565	0.05	3.34
Somma delle Masse Modali [kgm*g]				3464843	3466367		
Masse strutturali libere [kgm*g]				3674707	3674707		
Percentuale				94.29	94.33	94.29	94.33

Masse e coefficienti di partecipazione rotazionali:

N	T(s)	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
			kgm*g	
1(1)	1.0119	-786.044	6059188	0.61
2(2)	0.6323	171.799	289441	0.03
3(3)	0.5692	1548.056	23501404	2.37
4(4)	0.4684	-1080.558	11450292	1.16
5(5)	0.4205	1045.286	10714968	1.08
6(6)	0.3867	-3225.355	102017735	10.30
7(7)	0.3598	1661.488	27071684	2.73
8(8)	0.3260	6872.649	463200550	46.75
9(9)	0.2966	92.691	84256	0.01
10(14)	0.2009	-363.254	1294019	0.13

Posizione masse 2

Numero di Frequenze calcolate =15, filtrate=11

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
	s			kgm*g			
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	1.0018	13.532	116.805	1796	133797	0.05	3.64
2(2)	0.6328	-2.473	116.546	60	133204	0.00	3.62
3(3)	0.6058	-27.606	179.285	7473	315217	0.20	8.58
4(4)	0.4764	134.549	76.969	177534	58097	4.83	1.58
5(5)	0.4196	-132.319	-482.971	171697	2287505	4.67	62.25
6(6)	0.3859	245.168	-183.967	589453	331896	16.04	9.03
7(7)	0.3624	-501.688	42.642	2468244	17832	67.17	0.49
8(8)	0.3345	-18.338	57.353	3298	32257	0.09	0.88

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
9(9)	0.3081	-69.281	38.678	47071	14670	1.28	0.40
10(10)	0.2912	-3.149	-39.024	97	14935	0.00	0.41
11(14)	0.2096	-5.206	108.934	266	116372	0.01	3.17
Somma delle Masse Modali [kgm*g]				3466989	3455782		
Masse strutturali libere [kgm*g]				3674707	3674707		
Percentuale				94.35	94.04	94.35	94.04

Masse e coefficienti di partecipazione rotazionali:

N	T(s)	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
			kgm*g	
1(1)	1.0018	930.975	8499561	0.85
2(2)	0.6328	562.201	3099584	0.31
3(3)	0.6058	1896.711	35279548	3.53
4(4)	0.4764	977.159	9363771	0.94
5(5)	0.4196	-1340.538	17622956	1.76
6(6)	0.3859	169.724	282493	0.03
7(7)	0.3624	1039.008	10586640	1.06
8(8)	0.3345	-7000.227	480556966	48.03
9(9)	0.3081	-3687.509	133348113	13.33
10(10)	0.2912	-417.830	1712067	0.17
11(14)	0.2096	870.690	7434429	0.74

Posizione masse 3

Numero di Frequenze calcolate =15, filtrate=14

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
	s			kgm*g			
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	0.9034	-12.155	-105.709	1449	109583	0.04	2.98
2(2)	0.6320	0.157	87.787	0	75576	0.00	2.06
3(3)	0.5187	-33.083	243.480	10733	581361	0.29	15.82
4(4)	0.4231	-225.951	-415.707	500669	1694713	13.62	46.12
5(5)	0.4125	45.628	-251.174	20416	618684	0.56	16.84
6(6)	0.3736	507.272	-155.616	2523495	237481	68.67	6.46
7(7)	0.3375	71.300	-10.930	49854	1172	1.36	0.03
8(8)	0.3219	-187.614	-28.051	345184	7717	9.39	0.21
9(9)	0.2679	33.996	-22.108	11334	4793	0.31	0.13
10(10)	0.2584	-8.275	-33.120	672	10757	0.02	0.29
11(11)	0.2184	-19.737	6.527	3820	418	0.10	0.01
12(12)	0.2062	-4.724	35.911	219	12647	0.01	0.34
13(14)	0.1931	12.440	-68.372	1518	45843	0.04	1.25
14(15)	0.1901	-3.999	136.753	157	183397	0.00	4.99
Somma delle Masse Modali [kgm*g]				3469519	3584141		
Masse strutturali libere [kgm*g]				3674707	3674707		
Percentuale				94.42	97.54	94.42	97.54

Masse e coefficienti di partecipazione rotazionali:

N	T(s)	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
			kgm*g	
1(1)	0.9034	-846.284	7023488	0.69
2(2)	0.6320	123.818	150345	0.01
3(3)	0.5187	1867.268	34192752	3.38
4(4)	0.4231	1385.304	18819612	1.86
5(5)	0.4125	2052.786	41324534	4.09
6(6)	0.3736	-2649.647	68848858	6.81
7(7)	0.3375	5576.881	305002567	30.17
8(8)	0.3219	-4693.191	216001653	21.37
9(9)	0.2679	730.034	5226449	0.52

N	T(s)	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
10(10)	0.2584	-307.174	925317	0.09
11(11)	0.2184	159.380	249110	0.02
12(12)	0.2062	73.137	52456	0.01
13(14)	0.1931	254.750	636428	0.06
14(15)	0.1901	1170.605	13438200	1.33

Posizione masse 4

Numero di Frequenze calcolate =15, filtrate=10

N	T	Coeff. Partecipazione		Masse Modali		Percentuali	
	s			kgm*g			
		Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°	Dir=0°	Dir=90°
1(1)	0.9133	-11.593	-106.472	1318	111170	0.04	3.03
2(2)	0.6323	-1.983	-84.783	39	70492	0.00	1.92
3(3)	0.4787	-10.788	329.271	1141	1063229	0.03	28.93
4(4)	0.4270	-135.823	-429.476	180911	1808837	4.92	49.22
5(5)	0.4105	-176.390	4.536	305117	202	8.30	0.01
6(6)	0.3706	-535.831	93.415	2815633	85576	76.62	2.33
7(7)	0.3294	-111.216	100.409	121298	98870	3.30	2.69
8(8)	0.3127	59.538	97.031	34762	92330	0.95	2.51
9(9)	0.2616	3.674	35.842	132	12598	0.00	0.34
10(15)	0.1887	-15.684	-170.505	2412	285098	0.07	7.76
Somma delle Masse Modali [kgm*g]				3462764	3628402		
Masse strutturali libere [kgm*g]				3674707	3674707		
Percentuale				94.23	98.74	94.23	98.74

Masse e coefficienti di partecipazione rotazionali:

N	T(s)	Coeff. Partecipazione	Masse Modali	Percentuali
			kgm*g	
1(1)	0.9133	-693.899	4721860	0.47
2(2)	0.6323	47.341	21979	0.00
3(3)	0.4787	458.291	2059698	0.21
4(4)	0.4270	4191.477	172287962	17.21
5(5)	0.4105	-1650.698	26721189	2.67
6(6)	0.3706	-1448.666	20580558	2.06
7(7)	0.3294	5351.112	280807486	28.05
8(8)	0.3127	4234.439	175837918	17.56
9(9)	0.2616	52.397	26924	0.00
10(15)	0.1887	847.152	7037913	0.70

Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del **D.M. 17.01.2018**. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, sono assegnati alle aste in modo automatico in relazione all'influenza delle diverse aree di carico. I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste. In presenza di platee il tamponamento è inserito considerando delle aste a sezione nulla la cui funzione è quella di ripartire il carico sui nodi degli elementi della platea ad essa collegati. Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.
I solai, oltre a generare le condizioni di carico per carichi fissi e variabili, generano anche altre condizioni di carico che derivano dal carico accidentale moltiplicato per i coefficienti di contemporaneità ψ_0, ψ_1 e ψ_2 da utilizzare per le varie combinazioni di carico e per la determinazione delle masse sismiche.
Le azioni sono state assegnate su aste e piastre, definendo le seguenti condizioni di carico:

Descrizione	Tipo
Peso Proprio	Automatica
QP Solai	Automatica
QFissi Solai	Automatica

Descrizione	Tipo
QV Solai	Automatica
QV SolaiPsi0	Automatica
QV SolaiPsi1	Automatica
QV SolaiPsi2	Automatica
Spinta terreno	Utente

In fase di combinazione delle condizioni di carico si è agito su coefficienti moltiplicatori delle condizioni per definirne l'esatto contributo, sia in termini di carico che di massa; sono stati infine definiti gli scenari di calcolo come gruppi omogenei di combinazioni di carico. Di seguito vengono riportate le combinazioni di carico usate per lo Stato Limite Ultimo e per lo Stato Limite di Esercizio. Le verifiche sono riportate nel fascicolo dei calcoli.
Le tabelle riportano nell'ordine:

- Il nome della combinazione di carico.
- Il tipo di analisi svolta:
  - STR=Strutturale,
  - Statica STR=Sismica statica Strutturale,
  - Modale STR=Sismica modale strutturale,
  - SLE Rara=Stato Limite Esercizio combinazione rara,
  - SLE Freq=Stato Limite Esercizio combinazione frequente,
  - SLE Q.Perm=Stato Limite Esercizio combinazione quasi Permanente,
  - GEO=Geotecnica,
  - Statica GEO=Sismica Statica Geotecnica,
  - Modale GEO=Sismica modale Geotecnica,
  - STR+GEO=Strutturale+Geotecnica,
  - Statica STR+GEO=Sismica Statica Strutturale+Geotecnica,
  - Modale STR+GEO=Sismica modale Strutturale+Geotecnica,
  - Modale SLE= Combinazione sismica modale con spettro di progetto SLD,
  - Statica SLE=Combinazione sismica statica con spettro di progetto SLD.

  I termini "**Strutturale**", "**Geotecnica**" e "**Strutturale+Geotecnica**" indicano rispettivamente che la combinazione è usata dal programma per la determinazione delle verifiche di resistenza degli elementi strutturali, delle sole verifiche geotecniche, sia per le verifiche strutturali che geotecniche.
- Lo spettro usato, se sismica.
- Il fattore amplificativo del sisma.
- L'angolo di ingresso del sisma, se trattasi di analisi sismica.
- Il nome della condizione di carico.
- Il fattore di combinazione per i carichi verticali.
- Se la condizione (con il suo coefficiente di peso) è inclusa nella combinazione (colonna Attiva).
- Se la condizione partecipa alla determinazione della massa (colonna Massa).
- Il fattore con cui partecipa alla determinazione della massa (se non è esclusa dalla determinazione della massa).

Scenario di calcolo

Scenario : Copia di Scenario 2018
Combinazione n° 1: Verticali sfav
Tipo: STR+GEO
Spettro: n.a.
Fattore sisma: n.a.
Angolo ingresso sisma [°]: n.a.
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1.3	Si	n.a.	n.a.
QP Solai	1.3	Si	n.a.	n.a.
QFissi Solai	1.5	Si	n.a.	n.a.

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
QV Solai	1.5	Si	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi0	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi1	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi2	1	No	n.a.	n.a.
Spinta terreno	1.3	Si	n.a.	n.a.

Combinazione n° 2: **SISMAX_SLV**
Tipo: Modale STR+GEO
Spettro: Spettro_NT2018
Fattore sisma: 0.53
Angolo ingresso sisma [°]: 0
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	Si	1
QP Solai	1	Si	Si	1
QFissi Solai	1	Si	Si	1
QV Solai	1	No	No	1
QV SolaiPsi0	1	No	No	1
QV SolaiPsi1	1	No	No	1
QV SolaiPsi2	1	Si	Si	1
Spinta terreno	1	Si	No	1

Combinazione n° 3: **SISMAY_SLV**
Tipo: Modale STR+GEO
Spettro: Spettro_NT2018
Fattore sisma: 0.53
Angolo ingresso sisma [°]: 90
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	Si	1
QP Solai	1	Si	Si	1
QFissi Solai	1	Si	Si	1
QV Solai	1	No	No	1
QV SolaiPsi0	1	No	No	1
QV SolaiPsi1	1	No	No	1
QV SolaiPsi2	1	Si	Si	1
Spinta terreno	1	Si	No	1

Combinazione n° 4: **AD QVSolai**
Tipo: SLE Rara
Spettro: n.a.
Fattore sisma: n.a.
Angolo ingresso sisma [°]: n.a.
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	n.a.	n.a.
QP Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QFissi Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QV Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi0	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi1	1	No	n.a.	n.a.

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
QV SolaiPsi2	1	No	n.a.	n.a.
Spinta terreno	1	Si	n.a.	n.a.

Combinazione n° 5: **AD QVSolai**
Tipo: SLE Freq.
Spettro: n.a.
Fattore sisma: n.a.
Angolo ingresso sisma [°]: n.a.
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	n.a.	n.a.
QP Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QFissi Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QV Solai	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi0	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi1	1	Si	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi2	1	No	n.a.	n.a.
Spinta terreno	1	Si	n.a.	n.a.

Combinazione n° 6: **Quasi P1**
Tipo: SLE Q.Perm.
Spettro: n.a.
Fattore sisma: n.a.
Angolo ingresso sisma [°]: n.a.
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	n.a.	n.a.
QP Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QFissi Solai	1	Si	n.a.	n.a.
QV Solai	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi0	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi1	1	No	n.a.	n.a.
QV SolaiPsi2	1	Si	n.a.	n.a.
Spinta terreno	1	Si	n.a.	n.a.

Combinazione n° 7: **SISMAX_SLD**
Tipo: Modale SLE
Spettro: Spettro_NT2018
Fattore sisma: 0.53
Angolo ingresso sisma [°]: 0
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	Si	1
QP Solai	1	Si	Si	1
QFissi Solai	1	Si	Si	1
QV Solai	1	No	No	1
QV SolaiPsi0	1	No	No	1
QV SolaiPsi1	1	No	No	1
QV SolaiPsi2	1	Si	Si	1
Spinta terreno	1	Si	No	1

Combinazione n° 8: **SISMAY_SLD**
Tipo: Modale SLE
Spettro: Spettro_NT2018
Fattore sisma: 0.53
Angolo ingresso sisma [°]: 90
Kmod: 1.00

Condizione di carico	Fattore di combinazione	Attiva	Massa	Fattore massa
Peso Proprio	1	Si	Si	1
QP Solai	1	Si	Si	1
QFissi Solai	1	Si	Si	1
QV Solai	1	No	No	1
QV SolaiPsi0	1	No	No	1
QV SolaiPsi1	1	No	No	1
QV SolaiPsi2	1	Si	Si	1
Spinta terreno	1	Si	No	1

Codice di calcolo impiegato

Autori:	dott. ing. Dario PICA prof. ing. Paolo BISEGNA dott. ing. Donato Sista
Produzione e distribuzione	**SOFT.LAB srl** **via Borgo II - 82030 PONTE (BN)** tel. ++39 (824) 874392 fax ++39 (824) 874431 internet: **http://www.soft.lab.it** e.mail: **info@soft.lab.it**
Sigla:	**IperSpaceBIM 8.0.1**
Licenza n.	**Codice utente C0076341**

Il modello di calcolo assunto è di tipo spaziale e l'analisi condotta è una Analisi Elastica Lineare.
Il modello di calcolo è definito dalla posizione dei nodi collegati da elementi di tipo Beam o elementi di tipo shell, a comportamento sia flessionale che membranale; l'elemento finito shell utilizzato è anche in grado di esprimere una rigidezza rotazionale in direzione ortogonale al suo piano.
L'analisi sismica utilizzata è l'analisi modale con Combinazione Quadratica Completa degli effetti del sisma. Il modello è stato analizzato sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per le combinazioni di carico verticale e sisma. Un particolare chiarimento richiede la definizione delle masse nell'analisi sismica.
Pur avendo considerato il modello con impalcati rigidi non si rende necessario calcolare il modello con la metodologia del ***MASTER-SLAVE***, in quanto gli impalcati rigidi sono stati modellati con elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza dei campi di solaio. Per ottenere tale modellazione il programma inserisce in automatico elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza del campo di solaio intercluso tra una maglia di travi; la loro rigidezza membranale è sufficientemente alta da rendere il campo di solaio rigido nel proprio piano, ma tale da non condizionare in modo errato la matrice di rigidezza della struttura.
Qualora una maglia di travi non sia collegata da solai, lo shell non viene inserito rendendo tale campo libero di deformarsi con il solo vincolo dato dalle travi; la rigidezza flessionale delle travi è trascurabile rispetto a quella degli elementi che contornano il campo, per cui lo shell impone un vincolo orizzontale solo nel piano dell'impalcato tra i nodi collegati; pertanto, non è necessario definire preventivamente il centro di massa e momento d'inerzia delle masse poiché le masse sono trasferite direttamente nei nodi del modello (modello Lumped Mass) dal codice di calcolo.
Il metodo per calcolare le masse nei nodi può essere quello per aree di influenza, ma questo richiederebbe l'intervento diretto dell'operatore; il codice di calcolo utilizza una metodologia leggermente più raffinata per

tener conto del fatto che su un elemento il carico portato non è uniforme. Il codice di calcolo, infatti, considera i carichi presenti sull'asta, che sono stati indicati come quelli che contribuiscono alla formazione della massa (tipicamente G + ψ_2Q) e calcola le reazioni di incastro perfetto verticali; tali reazioni divise per l'accelerazione di gravità g forniscono il contributo dell'elemento alla determinazione della massa del nodo e, sommando i contributi di tutti gli elementi che convergono nel nodo, si ottiene la massa complessiva.
Per gli elementi shell invece si utilizza il metodo delle aree di influenza: in ognuno dei 3 oppure 4 nodi che definiscono lo shell si assegna $^1/_3$ oppure ¼ del peso dell'elemento shell e $^1/_3$ oppure ¼ dell'eventuale carico variabile ridotto; sommando i contributi di tutti gli shell che convergono nel nodo si ottiene la massa da assegnare a quest'ultimo.

Verifica degli elementi strutturali

Le verifiche di resistenza degli elementi sono condotte considerando le sollecitazioni di calcolo ed imponendo che le resistenze siano superiori alle azioni. Gli elementi sono verificati e/o progettati applicando la gerarchia delle resistenze, in particolare la gerarchia flessione-taglio per la verifica/progetto dell'elemento e la gerarchia pilastro-trave per la determinazione delle resistenze del pilastro.
I criteri di verifica sono una raccolta di parametri usati in fase di verifica secondo le esigenze strutturali; ognuno di essi contiene i dati per tutti gli elementi; è sottointeso che nella verifica di un elemento (es. trave) non sono presi in considerazione i dati relativi agli altri elementi (ad es. se si verifica una trave non sono presi in considerazione i dati relativi a pilastri e shell, così come se si esegue una verifica agli SLU non sono presi in considerazione i dati relativi agli SLE). Ogni criterio di verifica è identificato da un nome a scelta dell'operatore, per cui nei tabulati di verifica il nome del criterio ne identifica i parametri usati.
Riguardo alle verifiche agli SLU le resistenze sono determinate in base a quanto specificato dalla norma attraverso il modello plastico-incrudente o elastico-perfettamente plastico. La verifica consiste nel controllare che, assegnate le sollecitazioni, le deformazioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori a quelle ultime; ciò equivale ad affermare che nello spazio tridimensionale N, M_y, M_z il punto rappresentativo delle sollecitazioni è interno al dominio di resistenza della sezione.
Le verifiche agli SLE riguardano le verifiche di:

- deformabilità degli impalcati con δ<=0.0030*h;
- fessurazione;
- tensioni in esercizio.

Verifiche di sicurezza dei setti in muratura

I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali da considerare al fine delle verifiche di sicurezza possono essere desunti dalla seguente tabella C8.5.I in cui sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, in funzione del livello di conoscenza acquisito (§C8.5.4 della Circolare LLPP n.7 del 21 del Gennaio 2019).
Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi. E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati e un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico.
I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze nel caso delle analisi lineari dovranno essere opportunamente ridotte.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:

- f, resistenza media a compressione;
- τ_0, resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- f_{v0}, resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- E, valore medio del modulo di elasticità normale;
- G, valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w, peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	

Muratura in pietrame disordinata (ciottoli,pietre erratiche e irregolari)	1.0-2.0	0.018-0.032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2.0	0.035-0.051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2.6-3.8	0.056-0.074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc..)	1.4-2.2	0.028-0.042	-	900-1260	300-420	13-16 (**)
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite,ecc.)(**)	2.0-3.2	0.04-0.08	0.10-0.19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5.8-8.2	0.09-0.12	0.18-0.28	2400-3200	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce(***)	2.6-4.3	0.05-0.13	0.13-0.27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura≤ 40%)	5.0-8.0	0.08-0.17	0.20-0.36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1.2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione fpuò essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NT.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.
I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);
- presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f e F_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f, τ_0 e f_{v0}).

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.
I dati riportati nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti "a sacco" di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall'assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, è presente anche nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne.
Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace.
Dopo avere esclusa la possibilità di meccanismi di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e

deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all'intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficiente della Tabella C8.5.II) e del nucleo, attraverso valutazioni opportune.
Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del panello murario
possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità illustrate al par. C8.5.3.1 della Cicolare n.7 del 21 Gennaio 2019.

Tabella C8.5.II - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

	Stato di fatto			**Interventi di consolidamento**			
Tipologia di muratura	**Malta buona**	**Ricorsi o listature**	**Connessione Trasversale**	**Iniezione di miscele leganti (*)**	**Intonaco armato (**)**	**Ristilatura armata con connessione dei paramenti (***)**	**Max Coefficiente complessivo**
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	1.3	1.5	2	2.5	1.6	3.5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1.4	1.2	1.5	1.7	2.0	1.5	3.0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1.3	1.1	1,3	1.5	1,5	1.4	2.4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1.5	1.2	1.3	1.4	1.7	1.1	2.0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1.6	-	1.2	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	-	1.2	1.2	1.2	-	1.4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1.3 (****)	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura 40%)	1.2	-	-	-	1.3	-	1.3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).
(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).
(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione fm superiore a 2 N/mm^2. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$ (f_m in N/mm^2).
(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Verifiche di sicurezza dei setti nel caso di analisi lineare statica o dinamica modale

Le Norme Tecniche, nella parte che si riferisce in generale alle strutture in muratura al punto 4.5.6, precisano che le verifiche di sicurezza sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura. Si precisa ancora che oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si deve eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguono in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

Al punto 4.5.6.1 si richiamano i valori delle resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}):

$$f_d = f_k/\gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk}/\gamma_M$$

dove:
f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

in cui:
f_{vk0} è definita al punto 4.5.3 e sn è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;
γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura per carichi verticali, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla norma alla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1).

Per il progetto sismico delle murature il valore di γ_M è assunto uguale a 2.

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Composizione prescritta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.
In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Le Norme Techiche nella parte generale riguardante le strutture in muratura richiamano al §4.5.6.2 le verifiche di sicurezza da effettuare nei confronti degli stati limite ultimi e che riguardano in particolare:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- presso flessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- carichi concentrati;
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

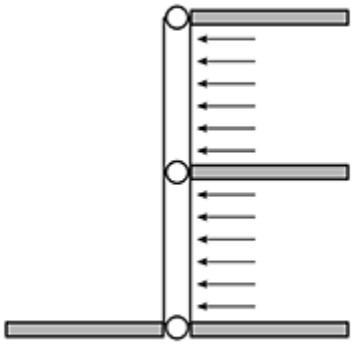
Sempre al §4.5.6.2 si richiama anche l'eventualità che tali verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità. Inoltre con riferimento alla sola verifica a presso flessione per carichi laterali nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (§ 4.5.5) la norma consente anche di far riferimento al metodo semplificato basato sulla determinazione di una resistenza ridotta che tiene conto delle varie eccentricità.

Al successivo punto 4.5.6.3 riguardante le verifiche agli stati limite di esercizio la norma precisa che non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura**,** quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi. Inoltre nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, ci si dovrà sempre riferire a norme tecniche di comprovata validità.

Infine al punto 4.5.6.4 sono riportate le verifiche alle tensioni ammissibili che in via semplificativa possono essere svolte nel caso di edifici semplici.

Presso flessione fuori piano

Al punto 7.8.2.2.3 delle NT viene richiamata la modalità di verifica a pressoflessione fuori piano. In particolare il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a 0,85 f_d e trascurando la resistenza a trazione della muratura.
In particolare N rappresenta lo sforzo normale della parete nelle condizioni di esercizio mentre M è il valore della caratteristica della sollecitazione flettente fuori dal piano che può essere determinato secondo le indicazioni seguenti. In particolare, nel paragrafo della norma relativo all'impiego dell'analisi statica lineare per le strutture in muratura (§7.8.1.5.2), si richiama l'opportunità di effettuare verifiche fuori piano delle pareti sulla base di un modello semplificato in cui la singola parete collegata alle estremità con vincoli tipo cerniera è caricata con le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali.
Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a S_a/q_a volte il peso della parete, nonché da forze orizzontali concentrate pari a S_a/q_a volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.
Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a.



La definizione di detta azione orizzontale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

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

dove:
F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
W_a è il peso dell'elemento;
S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame;
q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.
In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati nella seguente Tab. C7.2.I della Circolare applicativa del 2019.

Tabella C7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	**q_a**
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

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

dove:
a è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g;
S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.
Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di α S.

Assumendo, cautelativamente, T_a=0, tale formula assume la forma di quella riportata dalle NT, al paragrafo 7.8.1.5:

$$S_a = \alpha \cdot S \, [1.5 \, (1+Z/H) - 0.5]$$

La definizione del periodo fondamentale T_a potrebbe essere condotta considerando la parete come un sistema continuo con proprietà distribuite e facendo riferimento ad uno schema di trave semplicemente appoggiata agli estremi così come suggerito dalla norma. In tale caso specifico il valore del periodo fondamentale T_a vale:

$$T_a = 2/\pi \cdot [(m \cdot L^3)/(E \cdot I)]^{0.5}$$

in cui:
m è la massa della parete;
L è l'altezza della parete da verificare;
EI è la rigidezza flessionale della parete nella direzione considerata.

Al punto 7.8.1.5.3 della norma si precisa che anche nel caso di impiego di analisi dinamica modale le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le stesse forze equivalenti indicate per l'analisi statica lineare.

Presso flessione nel piano del muro

Al punto 7.8.2.2.1 delle norme è richiamata la modalità di verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale in muratura che si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0/2) \, (1 - \sigma_0/0{,}85 f_d)$$

dove:
M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);
t è lo spessore della zona compressa della parete;
σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione N/(l·t), con N forza assiale agente positiva se di compressione; Se la forza assiale è di trazione si ha: Mu=0. Infine, $f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo fd pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

Taglio per azioni nel piano del muro

Al punto 7.8.2.2.2 delle NT è richiamata la verifica a taglio nel piano per gli elementi strutturali in muratura. In particolare la resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = L' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:
L'è la lunghezza della parte compressa della parete;
t è lo spessore della parete;
$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$, dove f_{vk} è la caristenza caratteristica a taglio della muratura in presenza di tensioni di compressione, calcolata attraverso la relazione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_n$$

dove:
f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;
σ_n è la tesnione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.
Il valore di f_{vk0} è ricavato dalla tabella 11.10.3.2.2 delle NT, di seguito riportata.

Tabella 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali

	f_{vk0} [N/mm²]		
Elementi per muratura	**Malta ordinaria di classe di resistenza alta**	**Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0.55 mm e ≤ 3 mm)**	**Malta alleggerita**
Laterizio	M10 - M20 0.30 M2.5 - M9 0.20 M1- M2 0.10	0.30*	0.15
Silicato di calcio	M10 - M20 0.20 M2.5 - M9 0.15 M1- M2 0.10	0.20**	0.15
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pieta artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20 0.20 M2.5 - M9 0.15 M1- M2 0.10	0.20**	0.15

(*) valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza a compressione dei blocchi ≥ 5 N/mm²
(**) valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza a compressione dei blocchi ≥ 3 N/mm²

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1.4f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa.

Per il calcolo della resistenza a taglio unitaria, la tensione normale σ_0 è pari alla compressione media della zona reagente.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd}= f_{vm0} +0.4\sigma_n$ essendo f_{vm0} la resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0.7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0.5% dell'altezza del pannello.
Il valore di fvd non può comunque essere maggiore di 2.0 f_{bk} né maggiore di 2.2 MPa.

Flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Al punto 7.8.2.2.4 delle NT vengono richiamate le verifiche di travi di accoppiamento in muratura ordinaria.
In particolare in presenza di azione assiale orizzontale nota, la verifica viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio *Vt* di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

dove:
h è l'altezza della sezione della trave;
$f_{vd0}=f_{vk0}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare la resistenza fvd0 può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0}=f_{vm0}$).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = H_p \cdot h / 2[1-H_p /(0{,}85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]$$

dove:
H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0{,}4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;
$f_{hd}=f_{hk}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = 2M_u / l$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p.

Criteri di verifica

CLS_TraviSpessore		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.01
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	4.1
Copriferro di disegno	cm	2.5
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		Si
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Elasto-plastico
Campo Elastico per RES-SLV		No
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		No
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		X0
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure wk(*wm)		1
Resistenza media a trazione fctm	kg/cmq	25.99
Coefficiente di breve o lunga durata kt		0.40
Coefficiente di aderenza k1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		No
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		4
Numero minimo di ferri superiori		2

Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		0
Numero reggistaffe superiori		2
Numero reggistaffe intermedi		0
Numero reggistaffe inferiori		2
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	100.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.31
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		Si
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		Si
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No
Gerarchia Flessione-Taglio		Si
Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		No
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	1e+02
Percentuale taglio ferri parete	%	0
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

CLS_Pilastri_ND		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.002
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	4.1
Copriferro di disegno	cm	2.5
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento Ey/E0		0.000
Campo Elastico per RES-SLV		Si
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		No
Sforzo normale ammissibile νmax (CDA)		0.550

Sforzo normale ammissibile νmax (CDB)		0.650
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		X0
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure wk(*wm)		1
Resistenza media a trazione fctm	kg/cmq	25.99
Coefficiente di breve o lunga durata kt		0.40
Coefficiente di aderenza k1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	112
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura pilastri		
Massimo numero di ferri in ogni spigolo		1
Diametro ferri di spigolo	mm	16
Diametro ferri laterali	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Numero braccia staffe lato lungo		2
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.00
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	4.00
Verifica pilastri		
Verifica a pressoflessione deviata		Si
Verifica come pareti		No
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica N.T. pilastri		
Verifica pilastri tozzi		NO
Gerarchia Flessione-Taglio		NO
Verifica a taglio pilastri		
Effetto spinotto		Si
Traslazione momento		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Verifica a taglio pilastri DM 3274/DM96		
Coefficiente di amplificazione γRd		1.2
Sforzo normale ammissibile νmax		0.8
Effetto della pressoflessione		Si
Verifica a taglio N.T. pilastri		
γRd (CDA) Pressoflessione		1.3
γRd (CDB) Pressoflessione		1.3

γRd (CDA) Taglio		1.3
γRd (CDB) Taglio		1.1
Verifica Nodi secondo EC8		SI
Stampa pilastri		
Informazioni sollecitazioni di verifica		No
Verifica per tutte le combinazioni di carico		No
Fattori di amplificazione		No
Gerarchia delle resistenze pilastri		
Direzione Y		No
Direzione Z		No

CLS_TraviAlte_ND		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.002
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	4.1
Copriferro di disegno	cm	2.5
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento Ey/E0		0.000
Campo Elastico per RES-SLV		Si
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		No
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		X0
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure wk(*wm)		1
Resistenza media a trazione fctm	kg/cmq	25.99
Coefficiente di breve o lunga durata kt		0.40
Coefficiente di aderenza k1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		Si

Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	112
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		2
Numero minimo di ferri superiori		2
Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		1
Numero reggistaffe superiori		0
Numero reggistaffe intermedi		0
Numero reggistaffe inferiori		0
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	50.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.31
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		No
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		No
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No
Gerarchia Flessione-Taglio		No
Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		No
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	60
Percentuale taglio ferri parete	%	40
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

CLS_TraviSpessore_ND		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.002
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	4.1
Copriferro di disegno	cm	2.5
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si

Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento Ey/E0		0.000
Campo Elastico per RES-SLV		Si
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		No
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		X0
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure wk(*wm)		1
Resistenza media a trazione fctm	kg/cmq	25.99
Coefficiente di breve o lunga durata kt		0.40
Coefficiente di aderenza k1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		No
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		4
Numero minimo di ferri superiori		2
Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		0
Numero reggistaffe superiori		2
Numero reggistaffe intermedi		0
Numero reggistaffe inferiori		2
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	100.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.31
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		No
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		Si
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No
Gerarchia Flessione-Taglio		No

Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		No
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	1e+02
Percentuale taglio ferri parete	%	0
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

CLS_TraviFondazione_ND		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.002
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	4.1
Copriferro di disegno	cm	2.5
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento Ey/E0		0.000
Campo Elastico per RES-SLV		Si
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		No
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		Si
Classe di esposizione		XC2
Tipo armatura		Poco sensibile
Combinazione Rara		No
Combinazione QP		Si
W ammissibile Combinazione QP	mm	0.300
Combinazione Freq.		Si
W ammissibile Combinazione Freq.	mm	0.400
Valore caratteristico apertura fessure wk(*wm)		1
Resistenza media a trazione fctm	kg/cmq	25.99

Coefficiente di breve o lunga durata kt		0.40
Coefficiente di aderenza k1		0.80
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	112
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		2
Numero minimo di ferri superiori		2
Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		1
Numero reggistaffe superiori		0
Numero reggistaffe intermedi		4
Numero reggistaffe inferiori		2
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	50.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.20
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		Si
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		No
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No
Gerarchia Flessione-Taglio		No
Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		No
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	60
Percentuale taglio ferri parete	%	40
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

CLS_TraviAlte_Esist		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.0075

Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	3.0
Copriferro di disegno	cm	2.0
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		No
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Elasto-plastico
Campo Elastico per RES-SLV		No
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		Si
Generici N.T. Elementi esistenti		
Resistenza cubica media Rcm	kg/cmq	300
Tensione media di snervamento acciaio barre fym	kg/cmq	4500
Tensione media di snervamento acciaio staffe fym	kg/cmq	4500
Fattore di confidenza	kg/cmq	1.35
Applica i fattori di struttura per verifiche duttili e fragili		Si
Fattore di comportamento per verifiche duttili		2.00
Fattore di comportamento per verifiche fragili		1.50
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		No
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		No
Verifica Combinazione QP		No
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		2
Numero minimo di ferri superiori		2
Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		1
Numero reggistaffe superiori		0
Numero reggistaffe intermedi		0
Numero reggistaffe inferiori		0
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	50.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.15
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		No
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		No
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No

Gerarchia Flessione-Taglio		No
Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		Si
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	60
Percentuale taglio ferri parete	%	40
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

CLS_TraviSpessore_Esist		
Generici		
Resistenza caratteristica Rck	kg/cmq	300
Tensione caratteristica snervamento acciaio barre fyk	kg/cmq	4500
Tensione caratteristica snervamento acciaio staffe fyk	kg/cmq	4500
Deformazione unitaria εc0		0.002
Deformazione ultima εcu		0.0035
εfu (solo incrudimento)		0.0075
Modulo elastico E acciaio	kg/cmq	2E06
Copriferro di calcolo	cm	3.0
Copriferro di disegno	cm	2.0
Coefficiente di sicurezza γCls		1.5
Coefficiente di sicurezza γAcc		1.15
Riduzione fcd calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		No
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		No
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse cotg(θ)		1.00
Modello acciaio		Incrudente
Incrudimento Ey/E0		0.150
Campo Elastico per RES-SLV		No
Campo Elastico per RES-SLD		No
Elemento esistente		Si
Generici N.T. Elementi esistenti		
Resistenza cubica media Rcm	kg/cmq	300
Tensione media di snervamento acciaio barre fym	kg/cmq	4500
Tensione media di snervamento acciaio staffe fym	kg/cmq	4500
Fattore di confidenza	kg/cmq	1.35
Applica i fattori di struttura per verifiche duttili e fragili		Si
Fattore di comportamento per verifiche duttili		2.00
Fattore di comportamento per verifiche fragili		1.50
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σc	kg/cmq	97.5
Tensione ammissibile σc in trazione	kg/cmq	21.8
Tensione ammissibile σc acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile τc0	kg/cmq	6.0
Tensione tangenziale massima τc1	kg/cmq	18.3
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		No

Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	149
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		Si
Tensione ammissibile σCls	kg/cmq	112
Tensione ammissibile σAcciaio	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura travi		
Numero di bracci delle staffe		4
Numero minimo di ferri superiori		2
Numero minimo di ferri inferiori		2
Numero minimo di ferri di parete		0
Numero reggistaffe superiori		2
Numero reggistaffe intermedi		0
Numero reggistaffe inferiori		2
Diametro ferri superiori	mm	16
Diametro ferri inferiori	mm	16
Diametro staffe	mm	8
Percentuale armatura rispetto alla base per verifica a taglio	%	100.00
Minima percentuale armatura compressa rispetto alla tesa	%	100.00
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	0.15
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.55
Calcolo travi		
Traslazione momento		No
Verifica travi		
Verifica a torsione		No
Verifica a pressoflessione retta		No
Trave a spessore		Si
Verifica N.T. travi		
Trave tozza		No
Gerarchia Flessione-Taglio		No
Escludi dalla gerarchia trave-pilastro		Si
Verifica a taglio DM 3274 travi		
Coefficiente di sovra resistenza γRd		1.2
Includi effetto della pressoflessione nel taglio		Si
Verifica a taglio N.T. travi		
Includi effetto spinotto nel taglio		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDA)		1.2
Coefficiente di sovra resistenza γRd (CDB)		1.1
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		NO
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		NO
Verifica a taglio D.M. 96 T.A. travi		
Percentuale taglio alle staffe	%	1e+02
Percentuale taglio ferri parete	%	0
Stampa travi		
Stampa informazioni relative all'asse neutro		Si

Acciaio_FlessTors		
Verifiche		
Tipo di acciaio		FE430
σ amm (T<40mm)	kg/cmq	1900
σ amm (T>40mm)	kg/cmq	1700
Fy (T<40mm)	kg/cmq	2750
Fy (T>40mm)	kg/cmq	2500
Ft (T<40mm)	kg/cmq	4300
Ft (T>40mm)	kg/cmq	4100
Piano di verifica		η

Tipo di instabilità		Flessotorsione
λ Max		200
Coefficiente di sicurezza γs		1.5
Coefficiente di adattamento plastico Ψx		1
Coefficiente di adattamento plastico Ψy		1
Costante di ingobbamento Jw		1
Usa β		No
Escludi momento flettente trasversale Mz		No
Verifica come pendolo		No
Carichi estradossati		No
Verifiche N.T. SLU		
Coefficiente di sicurezza γM		1.05
Usa CNR 10011		No
Stampe		
Combinazioni di verifica		Più gravosa
Verifiche N.T. SLE		
Verifica degli spostamenti verticali		Si
Monta iniziale della trave δc	cm	0.0
Limite spostamento nello stato finale	mm	L/250.00
Limite spostamento nello stato finale (mensola)	mm	L/125.00
Limite spostamento dovuto ai soli carichi variabili	mm	L/300.00
Limite spostamento dovuto ai soli carichi variabili (mensola)	mm	L/150.00

Legno_Tenso-Pressoflessione		
Verifiche		
Resistenza di progetto fyd	kg/cmq	140.00
Tensione massima ammissibile σ amm	kg/cmq	100.00
Norma		DIN
Tipo di legno		Resinoso
Escludi momento Mz		No
Verifiche N.T. SLU		
Classe di servizio		Classe 2
Tipologia legno		Lamellare
Classe di resistenza		GL24h
fmk	kg/cmq	240
ft0k	kg/cmq	192
ft90k	kg/cmq	5
fc0k	kg/cmq	240
fc90k	kg/cmq	25
fvk	kg/cmq	35
E0mean	kg/cmq	115000
E0,05	kg/cmq	96000
E90mean	kg/cmq	3000
Gmean	kg/cmq	6500
ρk	kg/mc	385
γM		1.45
Coefficiente di sicurezza parziale di calcolo γM		1.45
Coefficiente moltiplicativo per calcolo lunghezza efficace keff		0.9
Coefficiente moltiplicativo per calcolo sezione netta knet		1
Coefficiente riduttivo della base per la verifica a taglio 'kcf'		1
Tipologia verifica		Tenso-Pressoflessione
Verifica a trazione o compressione parallela alla fibratura		No
Verifica a tensoflessione o pressoflessione		Si
Verifica a flessione		No
Verifica a taglio		Si
Verifica a torsione		No
Verifica a taglio e torsione		No
Verifiche N.T. SLE		
Verifica degli elementi inflessi		No

Legno_Arcareccio

Verifiche		
Resistenza di progetto fyd	kg/cmq	140.00
Tensione massima ammissibile σ amm	kg/cmq	100.00
Norma		DIN
Tipo di legno		Resinoso
Escludi momento Mz		Si
Verifiche N.T. SLU		
Classe di servizio		Classe 2
Tipologia legno		Lamellare
Classe di resistenza		GL24h
fmk	kg/cmq	240
ft0k	kg/cmq	192
ft90k	kg/cmq	5
fc0k	kg/cmq	240
fc90k	kg/cmq	25
fvk	kg/cmq	35
E0mean	kg/cmq	115000
E0,05	kg/cmq	96000
E90mean	kg/cmq	3000
Gmean	kg/cmq	6500
ρk	kg/mc	385
γM		1.45
Coefficiente di sicurezza parziale di calcolo γM		1.45
Coefficiente moltiplicativo per calcolo lunghezza efficace keff		0.9
Coefficiente moltiplicativo per calcolo sezione netta knet		1
Coefficiente riduttivo della base per la verifica a taglio 'kcf'		1
Tipologia verifica		Arcareccio
Verifica a trazione o compressione parallela alla fibratura		No
Verifica a tensoflessione o pressoflessione		No
Verifica a flessione		Si
Verifica a taglio		Si
Verifica a torsione		No
Verifica a taglio e torsione		No
Verifiche N.T. SLE		
Verifica degli elementi inflessi		No

Criterio di verifica: Muro_TufoVulcanico		
Verifiche		
Verifica solo in mezzeria		Si
Numero di sezioni di verifica		2
Includi la sezione di testa per i setti		No
Lunghezza minima delle sezioni di verifica setti	cm	60.0
Lunghezza minima delle sezioni di verifica travi	cm	50.0
Resistenza a compressione fk	kg/cmq	20
Resistenza a taglio fv0	kg/cmq	1
Coefficiente di sicurezza parziale γMV		2.500
Coefficiente di sicurezza parziale γMS		2.000
Riduzione di fk puntone traliccio		1.000
Resistenza a taglio limite fvk lim (7.8.2.2.2 e 11.10.3.3 NTC)	kg/cmq	15
Resistenza a compressione orizzonatale della muratura fhk	kg/cmq	15
Precompressione setto	kg	0
Resistenza elemento a trazione per le travi in muratura Hp (<=0.4*fhd*h*t)	kg	12000
Muratura armata		No
Verifica setti secondari		Si
Ridistrizione taglio (§ 7.8.1.5.2 NTC)		Si
Muratura esistente		Si
Verifiche Muratura esistente		
Resistenza media a taglio τ_0	kg/cmq	1
Fattore di confidenza FC		1.35
Verifiche fuori piano		
Fattore d'importanza γI		1.000
Fattore di comportamento qa		3.000
Periodo proprio calcolato in automatico		Si
Considera il momento di calcolo dovuto ai carichi verticali		No

Criterio di verifica: Muro_TufoVulcanico_Rinforzo intonaco armato		
Verifiche		
Verifica solo in mezzeria		Si
Numero di sezioni di verifica		2
Includi la sezione di testa per i setti		No
Lunghezza minima delle sezioni di verifica setti	cm	30.0
Lunghezza minima delle sezioni di verifica travi	cm	50.0
Resistenza a compressione fk	kg/cmq	34
Resistenza a taglio fv0	kg/cmq	2
Coefficiente di sicurezza parziale γMV		2.500
Coefficiente di sicurezza parziale γMS		2.000
Riduzione di fk puntone traliccio		1.000
Resistenza a taglio limite fvk lim (7.8.2.2.2 e 11.10.3.3 NTC)	kg/cmq	15
Resistenza a compressione orizzonatale della muratura fhk	kg/cmq	15
Precompressione setto	kg	0
Resistenza elemento a trazione per le travi in muratura Hp (<=0.4*fhd*h*t)	kg	12000
Muratura armata		No
Verifica setti secondari		Si
Ridistrizione taglio (§ 7.8.1.5.2 NTC)		Si
Muratura esistente		Si
Verifiche Muratura esistente		
Resistenza media a taglio τ_0	kg/cmq	2
Fattore di confidenza FC		1.35
Verifiche fuori piano		
Fattore d'importanza γI		1.000
Fattore di comportamento qa		3.000
Periodo proprio calcolato in automatico		Si
Considera il momento di calcolo dovuto ai carichi verticali		No

Validazione del calcolo

L'analisi svolta al fine di controllare la correttezza dei risultati è di tipo statica lineare; relativamente all'organismo strutturale, è stata calcolata a mano la risultante dei carichi e dei pesi strutturali ed è stata confrontata con la risultante relativa alle reazioni del terreno, le verifiche sono soddisfacenti.
Valutando a mano il peso complessivo della struttura si è ricavato un valore pressoché uguale alle reazioni verticali totali (reazioni dei nodi + reazioni del terreno).

-

Fondazioni in Tufo:

Muro sp.110: $(1{,}10 \cdot 1{,}50 \cdot 22{,}60) \cdot 1600 = 59\ 664\ kg$
Muro sp.70: $(0{,}70 \cdot 1{,}50 \cdot 14{,}40) \cdot 1600 = 24\ 192\ kg$
Muro sp.105: $3 \cdot (1{,}05 \cdot 1{,}50 \cdot 7{,}60) \cdot 1600 = 19\ 152\ kg$
Muro sp.120: $(1{,}20 \cdot 1{,}50 \cdot 7{,}60) \cdot 1600 = 21\ 888\ kg$
Muro sp.75: $(0{,}75 \cdot 1{,}50 \cdot 25{,}40) \cdot 1600 = 45\ 720\ kg$
Muro sp.60: $2 \cdot (0{,}60 \cdot 1{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 9\ 648\ kg$
Muro sp.100: $(1{,}00 \cdot 1{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 16\ 080\ kg$
Muro sp.120: $(1{,}20 \cdot 1{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 19\ 296\ kg$
Muro sp.50: $(0{,}50 \cdot 1{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 8\ 040\ kg$
Muro sp.60: $(0{,}60 \cdot 1{,}50 \cdot 9{,}00) \cdot 1600 = 12\ 960\ kg$
Muro sp.90: $(0{,}90 \cdot 1{,}50 \cdot 16{,}30) \cdot 1600 = 35\ 208\ kg$

Totale Fondazioni in Tufo:

59 664 + 24 192 + 19 152 + 21 888 + 45 720 + 9 648 + 16 080 + 19 296 + 8 040 + 12 960 + 35 208 = 271 848 kg

Cordolo:

80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 22{,}60) \cdot 2500 = 13\ 560 kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 14{,}40) \cdot 2500 = 8\ 640\ kg$
80x30: $4\ \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 7{,}60) \cdot 2500 = 18\ 240\ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 25{,}40) \cdot 2500 = 15\ 240\ kg$
80x30: $5\ \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 6{,}70) \cdot 2500 = 20\ 100\ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 9{,}00) \cdot 2500 = 5\ 400\ kg$

80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 16{,}30) \cdot 2500 = 9\ 780\ kg$

Totale Cordolo:
13 560 + 8 640 + 18 240 + 15 240 + 20 100 + 5 400 + 9 780= 90 960 kg

Muri **in Tufo Primo Impalcato:**
Muro sp.110: $(1{,}10 \cdot 4{,}60 \cdot 22{,}60) \cdot 1600 = 182\ 969{,}60\ kg$
Muro sp.70: $(0{,}70 \cdot 4{,}60 \cdot 14{,}40) \cdot 1600 = 74\ 188{,}80\ kg$
Muro sp.105: $3 \cdot (1{,}05 \cdot 4{,}60 \cdot 7{,}60) \cdot 1600 = 176\ 198{,}40\ kg$
Muro sp.120: $(1{,}20 \cdot 4{,}60 \cdot 7{,}60) \cdot 1600 = 67\ 123{,}20\ kg$
Muro sp.75: $(0{,}75 \cdot 4{,}60 \cdot 25{,}40) \cdot 1600 = 140\ 208\ kg$
Muro sp.60: $2 \cdot (0{,}60 \cdot 4{,}60 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 59\ 174{,}40\ kg$
Muro sp.100: $(1{,}00 \cdot 4{,}60 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 49\ 312\ kg$
Muro sp.120: $(1{,}20 \cdot 4{,}60 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 59\ 174{,}40\ kg$
Muro sp.50: $(0{,}50 \cdot 4{,}60 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 24\ 656\ kg$
Muro sp.60: $(0{,}60 \cdot 4{,}60 \cdot 9{,}00) \cdot 1600 = 39\ 744\ kg$
Muro sp.90: $(0{,}90 \cdot 4{,}60 \cdot 16{,}30) \cdot 1600 = 107\ 971{,}20\ kg$

Totale Muri in Tufo:
128 969,60 + 74 188,80 + 176 198,40 + 67 123,20 + 140 208 + 59 174,40 + 49 312 + 59 174,40 + 24 656 + 39 744 + 107 971,20= 926 720 kg

Aperture a detrarre:
70x100: $4 \cdot (1{,}10 \cdot 0{,}70 \cdot 1{,}00) \cdot 1600 = 4\ 928\ kg$
100x250: $(0{,}70 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}50) \cdot 1600 = 2\ 800\ kg$
270x305: $(0{,}70 \cdot 2{,}70 \cdot 3{,}05) \cdot 1600 = 9\ 223{,}20\ kg$
135x270: $(0{,}70 \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}70) \cdot 1600 = 4\ 082{,}40\ kg$
460x430: $3 \cdot (1{,}05 \cdot 4{,}60 \cdot 4{,}30) \cdot 1600 = 99\ 691 kg$
120x190: $(1{,}20 \cdot 1{,}20 \cdot 1{,}90) \cdot 1600 = 4\ 377{,}60\ kg$
140x240: $(0{,}60 \cdot 1{,}40 \cdot 2{,}40) \cdot 1600 = 3\ 225{,}60\ kg$
140x240: $(1{,}00 \cdot 1{,}40 \cdot 2{,}40) \cdot 1600 = 5\ 376\ kg$
140x240: $(1{,}20 \cdot 1{,}40 \cdot 2{,}40) \cdot 1600 = 6\ 451{,}20\ kg$
60x90: $(0{,}50 \cdot 0{,}60 \cdot 0{,}90) \cdot 1600 = 432\ kg$
85x225: $(0{,}60 \cdot 0{,}85 \cdot 2{,}25) \cdot 1600 = 1\ 836\ kg$
120x315: $(0{,}60 \cdot 1{,}20 \cdot 3{,}15) \cdot 1600 = 3\ 628{,}80\ kg$
125x130: $(0{,}90 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}30) \cdot 1600 = 2\ 340\ kg$
120x315: $(0{,}90 \cdot 1{,}20 \cdot 3{,}15) \cdot 1600 = 5\ 443{,}20\ kg$
70x105: $(0{,}90 \cdot 0{,}70 \cdot 1{,}05) \cdot 1600 = 1\ 058{,}40\ kg$

Totale Aperture a detrarre:
4 928 + 2 800 + 9 223,20 + 4 082,40 + 99 691 + 4 377,60 + 3 225,60 + 5 376 + 6 451,20 + 432 +1 836 + 3 628,80 + 2 340 + 5 443,20 + 1 058,40= 154 893,40 kg

Cordolo:
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 22{,}60) \cdot 2500 = 13\ 560 kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 14{,}40) \cdot 2500 = 8\ 640\ kg$
80x30: $4 \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 7{,}60) \cdot 2500 = 18\ 240\ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 25{,}40) \cdot 2500 = 15\ 240\ kg$
80x30: $5 \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 6{,}70) \cdot 2500 = 20\ 100\ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 9{,}00) \cdot 2500 = 5\ 400\ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 16{,}30) \cdot 2500 = 9\ 780\ kg$

Totale Cordolo:
13 560 + 8 640 + 18 240 + 15 240 + 20 100 + 5 400 + 9 780= 90 960 kg

Muri **in Tufo Secondo Impalcato:**
Muro sp.70: $(0{,}70 \cdot 4{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 33\ 768\ kg$
Muro sp.75: $(0{,}75 \cdot 4{,}50 \cdot 25{,}40) \cdot 1600 = 137\ 160\ kg$
Muro sp.60: $3 \cdot (0{,}60 \cdot 4{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 86\ 832\ kg$
Muro sp.100: $(1{,}00 \cdot 4{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 48\ 240\ kg$
Muro sp.50: $(0{,}50 \cdot 4{,}50 \cdot 6{,}70) \cdot 1600 = 24\ 120 kg$
Muro sp.60: $(0{,}60 \cdot 4{,}50 \cdot 9{,}00) \cdot 1600 = 38\ 880\ kg$
Muro sp.80: $(0{,}80 \cdot 4{,}50 \cdot 16{,}30) \cdot 1600 = 93\ 888\ kg$

Totale Muri in Tufo:
33 768 + 137 160 + 86 832 + 48 240 + 24 120 + 38 880 + 93 888= 462 888 kg

Aperture a detrarre:
105x190: $2 \cdot (0{,}75 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}90) \cdot 1600 = 4\,788\ \ kg$
95x200: $2 \cdot (0{,}75 \cdot 0{,}95 \cdot 2{,}00) \cdot 1600 = 4\ \ 560\ \ kg$
150x200: $(0{,}75 \cdot 1{,}50 \cdot 2{,}00) \cdot 1600 = 3\ \ 600\ \ kg$
120x120: $2 \cdot (0{,}70 \cdot 1{,}20 \cdot 1{,}20) \cdot 1600 = 3\,225{,}60\ \ kg$
120x210: $(1{,}00 \cdot 1{,}20 \cdot 2{,}10) \cdot 1600 = 4\ \ 032\ \ kg$
120x210: $(0{,}60 \cdot 1{,}20 \cdot 2{,}10) \cdot 1600 = 2\,419{,}20\ \ kg$
80x145: $(0{,}50 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}45) \cdot 1600 = 928\ \ kg$
120x210: $(0{,}60 \cdot 1{,}20 \cdot 2{,}10) \cdot 1600 = 2\,419{,}20\ \ kg$
120x245: $(0{,}60 \cdot 1{,}20 \cdot 2{,}45) \cdot 1600 = 2\,822{,}40\ \ kg$
120x190: $(0{,}80 \cdot 1{,}20 \cdot 1{,}90) \cdot 1600 = 2\ \ 918{,}40\ \ kg$
120x170: $(0{,}80 \cdot 1{,}20 \cdot 1{,}70) \cdot 1600 = 2\ \ 611{,}20\ \ kg$
80x80: $(0{,}80 \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}80) \cdot 1600 = 819{,}20\ \ kg$

Totale Aperture a detrarre:
4 788 + 4 560 + 3 600 + 3 225,60 + 4 032 + 2 419,20 + 928 + 2 419,20 + 2 822,40 + 2 918,40 + 2 611,20 + 819,20= 35 143,20 kg

Cordolo:
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 22{,}60) \cdot 2500 = 13\ \ 560 kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 14{,}40) \cdot 2500 = 8\ \ 640\ \ kg$
80x30: $4\ \ \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 7{,}60) \cdot 2500 = 18\ \ 240\ \ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 25{,}40) \cdot 2500 = 15\ \ 240\ \ kg$
80x30: $5\ \ \cdot (0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 6{,}70) \cdot 2500 = 20\ \ 100\ \ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 9{,}00) \cdot 2500 = 5\ \ 400\ \ kg$
80x30: $(0{,}80 \cdot 0{,}30 \cdot 16{,}30) \cdot 2500 = 9\ \ 780\ \ kg$

Totale Cordolo:
15 240 + 20 100 + 5 400 + 9 780= 50 520 kg

Solai:
Solaio tipo 2: $(7{,}75\ \ \cdot 359)\ \ + (7{,}75\ \ \cdot 196) + (7{,}75\ \ \cdot 300)\ \ = 6\,626{,}25\ \ \ kg$
Solaio tipo 2: $(23{,}25\ \ \cdot 359)\ \ + (23{,}25\ \ \cdot 196) + (23{,}25\ \ \cdot 300)\ \ = 19\,878{,}75\ \ \ kg$
Solaio tipo 3: $(23{,}90\ \ \cdot 345)\ \ + (23{,}90\ \ \cdot 196) + (23{,}90\ \ \cdot 300)\ \ = 20\,099{,}90\ \ \ kg$
Solaio tipo 3: $(26{,}85\ \ \cdot 345)\ \ + (26{,}85\ \ \cdot 196) + (26{,}85\ \ \cdot 300)\ \ = 22\,580{,}85\ \ \ kg$
Solaio tipo 3: $(29{,}00\ \ \cdot 345)\ \ + (29{,}00\ \ \cdot 196) + (29{,}00\ \ \cdot 300)\ \ = 24\ \ 389\ \ \ kg$
Solaio tipo 4: $(22{,}50\ \ \cdot 351)\ \ + (22{,}50\ \ \cdot 185) + (22{,}50\ \ \cdot 300)\ \ = 18\ \ 810\ \ \ kg$
Solaio tipo 4: $(29{,}75\ \ \cdot 351)\ \ + (29{,}75\ \ \cdot 185) + (29{,}75\ \ \cdot 300)\ \ = 24\ \ 871\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(5{,}05\ \ \cdot 460)\ \ + (5{,}05\ \ \cdot 116) + (5{,}05\ \ \cdot 300)\ \ = 4\,423{,}80\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(4{,}65\ \ \cdot 460)\ \ + (4{,}65\ \ \cdot 116) + (4{,}65\ \ \cdot 300)\ \ = 4\,073{,}40\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(11{,}55\ \ \cdot 460)\ \ + (11{,}55\ \ \cdot 116) + (11{,}55\ \ \cdot 50)\ \ = 7\,230{,}30\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(20{,}10\ \ \cdot 460)\ \ + (20{,}10\ \ \cdot 116) + (20{,}10\ \ \cdot 50)\ \ = 12\,582{,}60\ \ kg$
Solaio tipo 5: $(30{,}60\ \ \cdot 460)\ \ + (30{,}60\ \ \cdot 116) + (30{,}60\ \ \cdot 50)\ \ = 19\,155{,}60\ \ kg$
Solaio tipo 5: $(34{,}90\ \ \cdot 460)\ \ + (34{,}90\ \ \cdot 116) + (34{,}90\ \ \cdot 50)\ \ = 21\ \ 847{,}40\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(38{,}05\ \ \cdot 460)\ \ + (38{,}05\ \ \cdot 116) + (38{,}05\ \ \cdot 50)\ \ = 23\,819{,}30\ \ \ kg$
Solaio tipo 5: $(12{,}40\ \ \cdot 460)\ \ + (12{,}40\ \ \cdot 116) + (12{,}40\ \ \cdot 50)\ \ = 7\ \ 762{,}40\ \ \ kg$

Totale Solai:
6 626,25 + 19 878,75 + 20 099,90 + 22 580,85 + 24 389 + 18 810 + 4 423,80 + 4 073,40 + 7 230,30 + 12 582,60 + 19 155,60 + 21 847,40 + 23 819,30 + 7 762,40= 213 179,80 kg

Volte:
A Botte: $(33{,}80\ \ \cdot 449)\ \ + (33{,}80\ \ \cdot 522) + (33{,}80\ \ \cdot 300)\ \ = 42\,959{,}80\ \ kg$

Peso Totale della Struttura:
6 102 479 kg
Le reazioni sono intese proiettate sul piano xy (z=0)

Comb	X	Y	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	cm	cm	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m

Comb	X	Y	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	2380	1598	0	0	7778166	124271361	-185135080	0
2-I-1	2273	1589	0	0	5693106	90456002	-129404374	0
2-I-2	2493	1592	0	0	5598544	89109192	-139554478	0
2-II-1	2252	1604	0	0	5660622	90793385	-127496131	0
2-II-2	2512	1576	0	0	5631029	88771809	-141462722	0
2-III-1	2246	1626	0	0	5650799	91855369	-126942405	0
2-III-2	2518	1555	0	0	5640851	87709825	-142016447	0
2-IV-1	2522	1569	0	0	5653309	88701600	-142550448	0
2-IV-2	2242	1612	0	0	5638342	90863594	-126408405	0
3-I-1	2363	1480	0	0	5640087	83484156	-133301644	0
3-I-2	2400	1700	0	0	5651563	96081039	-135657208	0
3-II-1	2365	1483	0	0	5641223	83665959	-133432046	0
3-II-2	2399	1697	0	0	5650427	95899235	-135526807	0
3-III-1	2350	1486	0	0	5634474	83733895	-132403137	0
3-III-2	2414	1694	0	0	5657176	95831299	-136555716	0
3-IV-1	2369	1474	0	0	5681995	83741721	-134610192	0
3-IV-2	2395	1708	0	0	5609655	95823473	-134348660	0
4	2382	1596	0	0	5876127	93793900	-139950016	0
5	2382	1592	0	0	5710257	90910547	-136016490	0
6	2382	1590	0	0	5645825	89782597	-134479426	0
7-I-1	2324	1590	0	0	5670709	90136911	-131809118	0
7-I-2	2440	1591	0	0	5620941	89428283	-137149735	0
7-II-1	2314	1597	0	0	5653618	90314438	-130805138	0
7-II-2	2450	1583	0	0	5638033	89250756	-138153714	0
7-III-1	2311	1609	0	0	5648470	90873301	-130514608	0
7-III-2	2453	1572	0	0	5643181	88691893	-138444245	0
7-IV-1	2455	1579	0	0	5649774	89213771	-138726850	0
7-IV-2	2308	1601	0	0	5641877	90351423	-130232003	0
8-I-1	2372	1532	0	0	5642766	86471669	-133857178	0
8-I-2	2392	1648	0	0	5648885	93093525	-135101674	0
8-II-1	2373	1534	0	0	5643364	86567083	-133925566	0
8-II-2	2391	1646	0	0	5648287	92998111	-135033287	0
8-III-1	2365	1536	0	0	5639821	86605953	-133386201	0
8-III-2	2399	1645	0	0	5651829	92959241	-135572652	0
8-IV-1	2375	1529	0	0	5664158	86604368	-134520514	0
8-IV-2	2389	1652	0	0	5627493	92960826	-134438338	0

In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Informazioni dell'elaborazione

Il calcolo automatico è stato eseguito su un elaboratore con le seguenti caratteristiche:

Tipo: AuthenticAMD - AMD Ryzen 5 5600X 6-Core Processor

Capacità di memoria: 32694 MB

Unità di memoria di massa: Disco C 465.16 GB

Unità periferiche:

Sistema operativo e sua versione: Windows 10 (Build :22000)

La valutazione della correttezza dei dati in ingresso e dell'accuratezza dei risultati è stata effettuata sia mediante le visualizzazioni grafiche del post processore, sia mediante il controllo dei tabulati numerici. La verifica che la soluzione ottenuta non sia viziata da errori di tipo numerico, legati all'algoritmo risolutivo e alle caratteristiche dell'elaboratore, è stata effettuata considerando che il numero di cifre significative utilizzate nei procedimenti numerici è 16, e che all'interno della matrice di rigidezza il rapporto tra il pivot massimo e minimo è: 5.583788e+10. Tale valore è accettabile quando risulta minore di 10 elevato al numero di cifre significative. Nel

caso dell'elaborazione in oggetto si ha:

Max/Min=5.583788e+10<1.000000e+16

Si riporta la tabella relativa alle statistiche sulla matrice di rigidezza

Risultati Analisi Dinamica - Statistiche matrice di rigidezza

Scenario di calcolo: **Copia di Scenario 2018**

Minimo della diagonale	1.484107e+03
Massimo della diagonale	8.286939e+13
Rapporto Max/Min	5.583788e+10
Media della diagonale	5.220221e+11
Densità	3.298666e-02

Pertanto i risultati si ritengono accettabili per quanto riguarda la correttezza del calcolo automatico.

Risultati Grafici Sintetici

Si riportano di seguito alcuni dei dati maggiormente rilevanti, in particolare si riportano i diagrammi di taglio, momento e deformata dei telai maggiormente sollecitati in entrambe le direzioni.

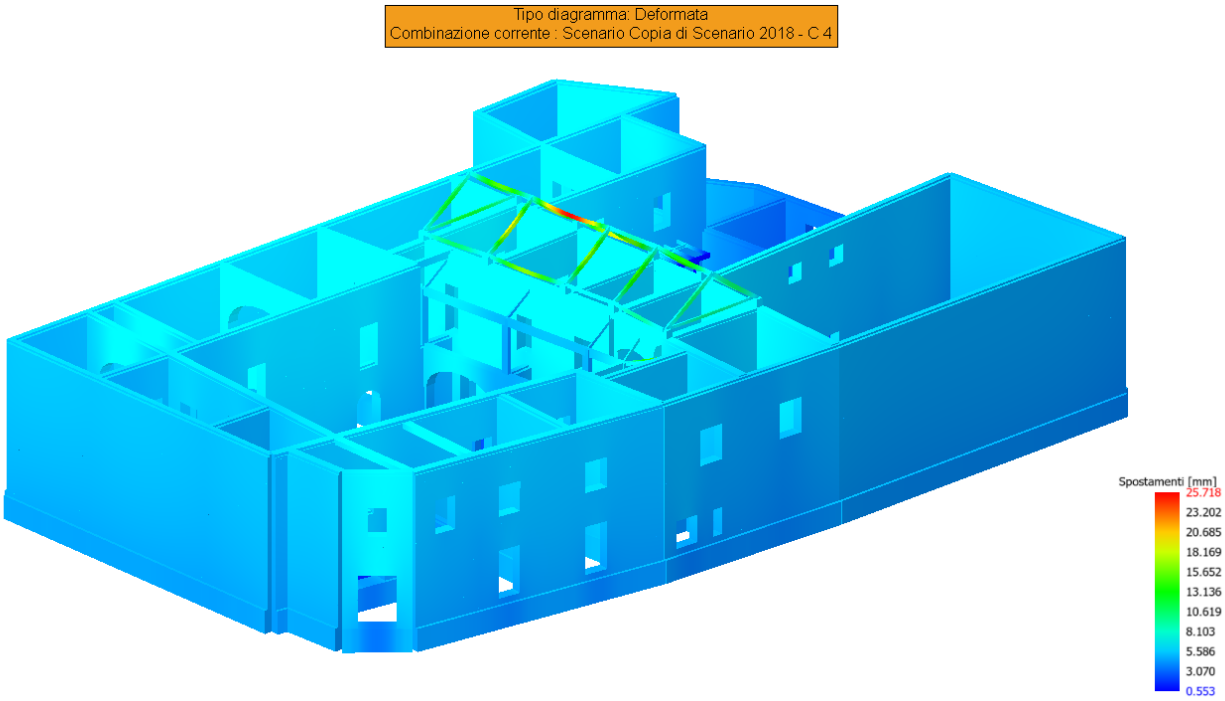


Figura 14 - Edificio principale - diagramma degli spostamenti

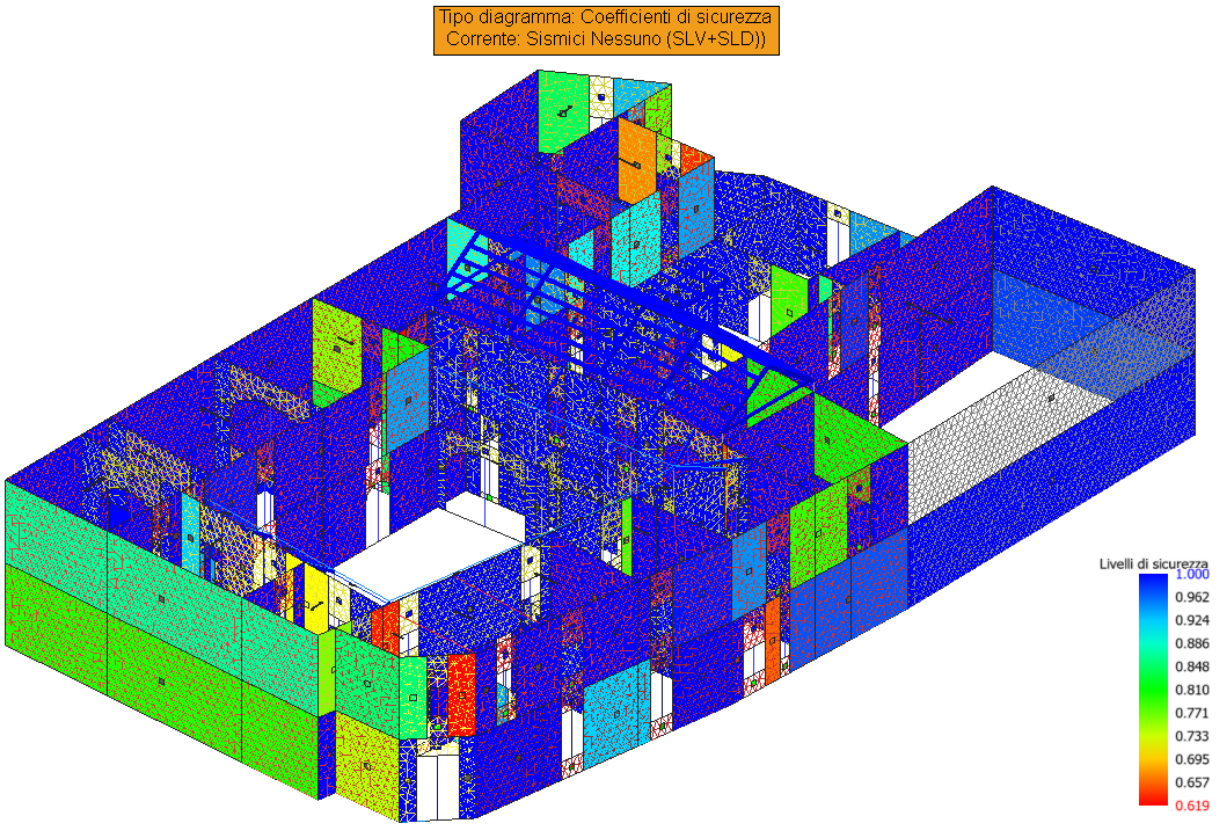


Figura 15 - Edificio principale - coefficienti di sicurezza globali

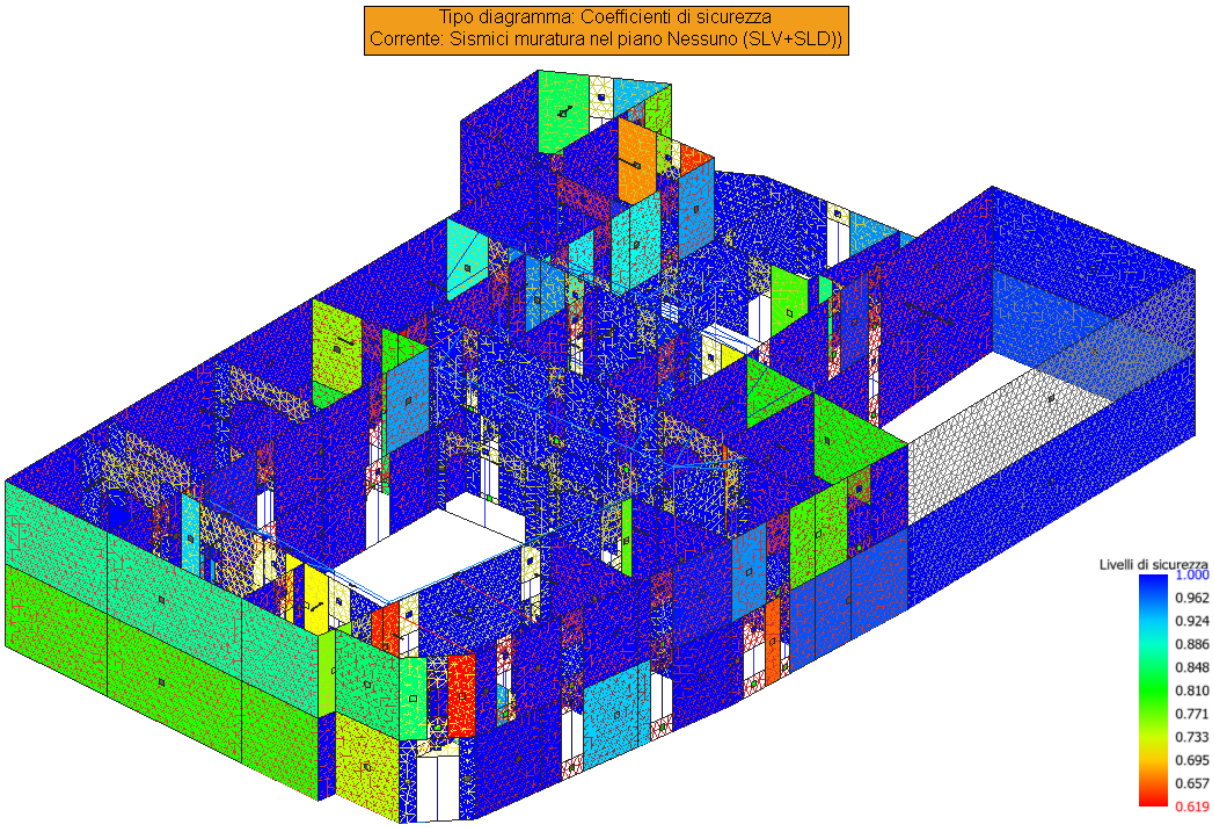


Figura 16 - Coefficienti di sicurezza per verifiche nel piano

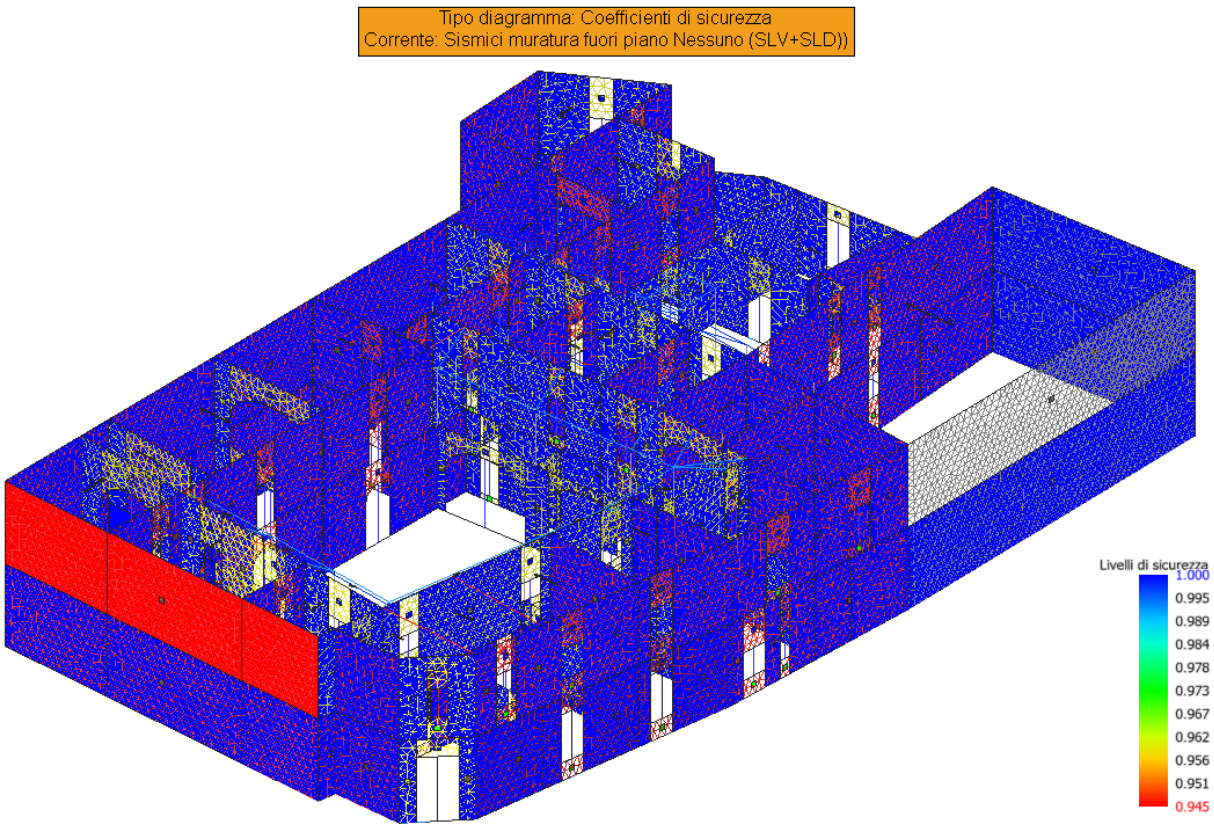


Figura 17 - Coefficienti di sicurezza per verifiche fuori dal piano

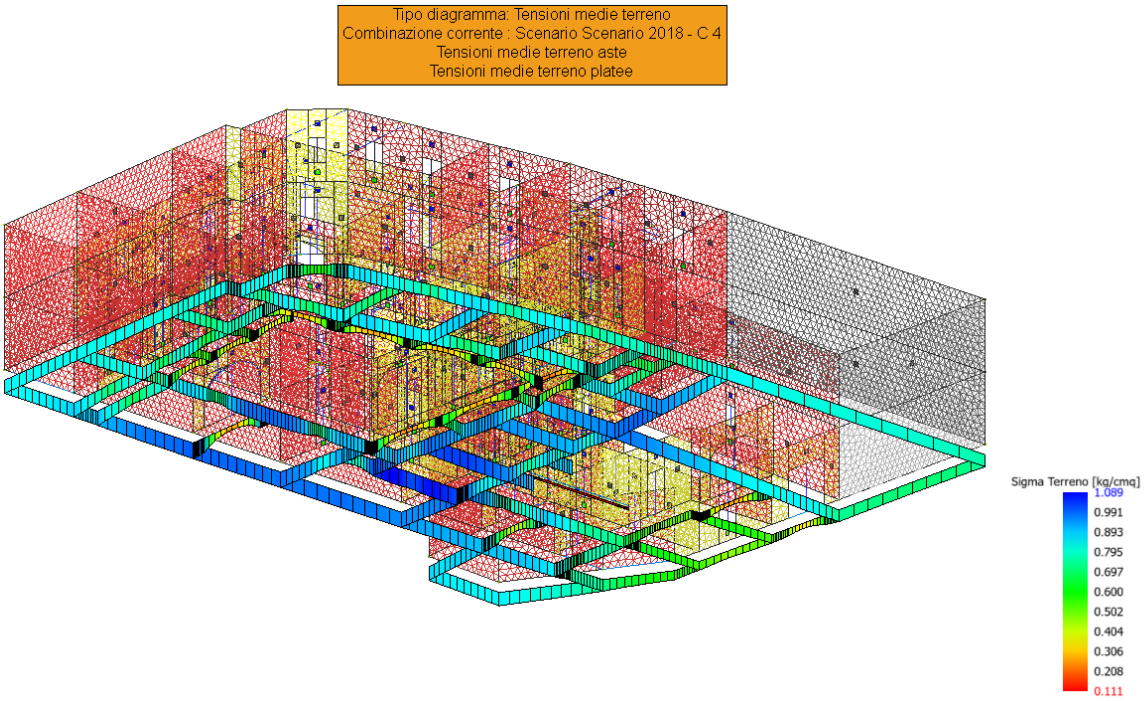


Figura 18 - Edificio principale - diagramma delle tensioni sul terreno

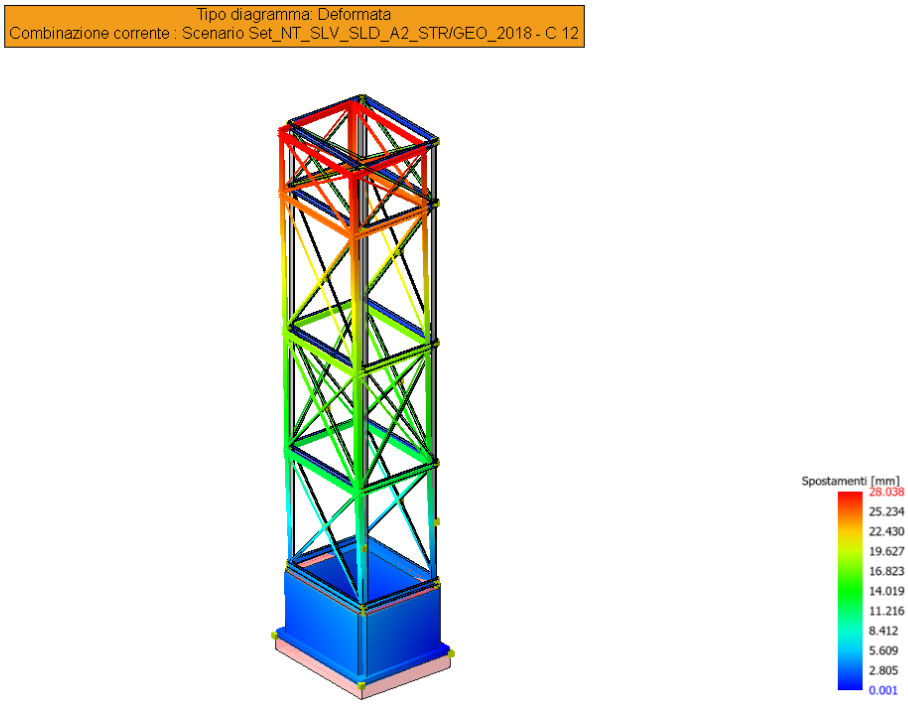


Figura 19 - Diagramma degli spostamenti dovute al vento - Vano ascensore

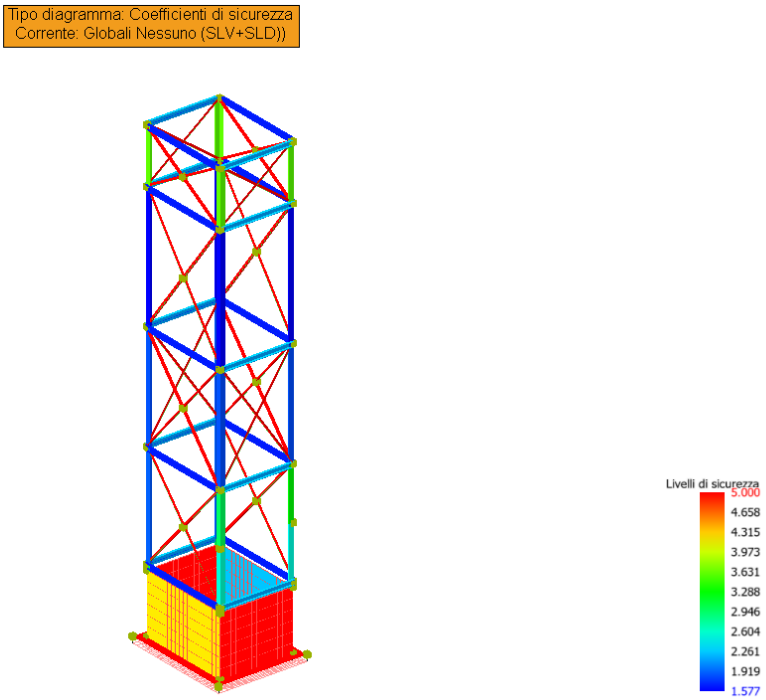


Figura 20 - Diagramma dei coefficienti di sicurezza - Vano Ascensore

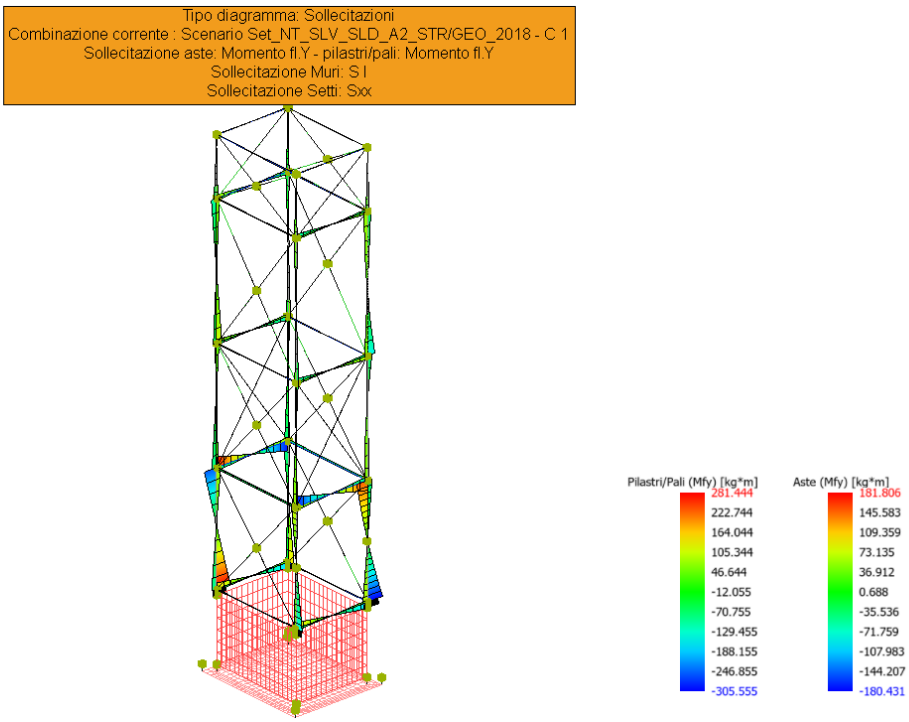


Figura 21 - Inviluppo diagramma del momento - vano ascensore

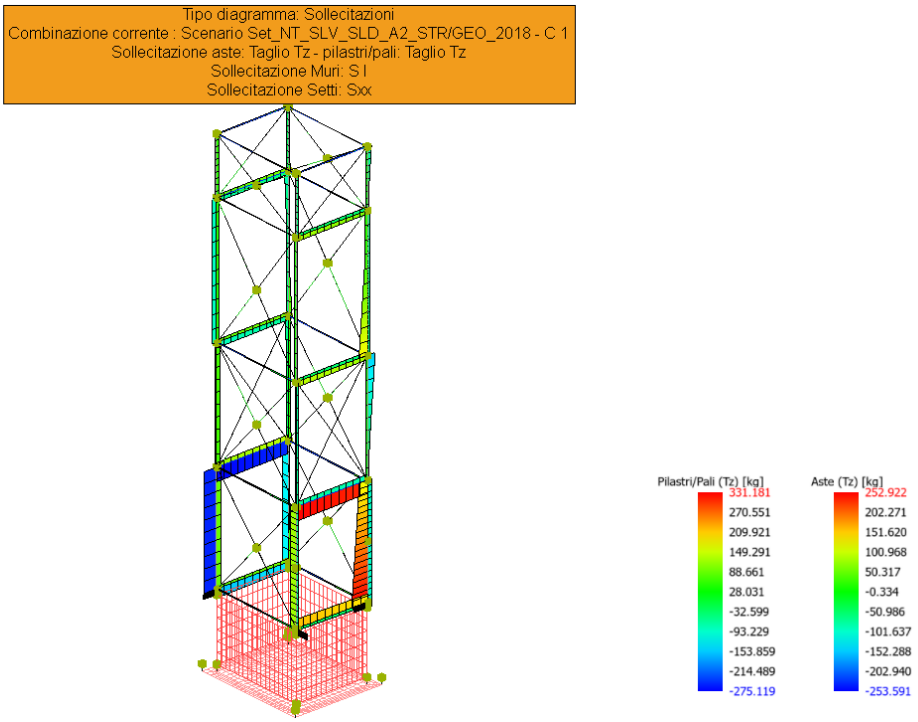


Figura 22 - Inviluppo diagramma del taglio - Vano ascensore

Dai diagrammi sopra riportati si trova riscontro nella correttezza della modellazione e si può dedurre che le sollecitazioni e le deformazioni sono accettabili.

Risultati Analisi Dinamica - Statistiche matrice di rigidezza

Scenario di calcolo: **Copia di Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO)_2018**

Minimo della diagonale	1.224026e+05
Massimo della diagonale	5.707629e+13
Rapporto Max/Min	4.662998e+08
Media della diagonale	4.118529e+11
Densità	6.619484e-02

Pertanto i risultati si ritengono accettabili per quanto riguarda la correttezza del calcolo automatico.

CONCLUSIONI

Il sottoscritto in qualità di progettista strutturale premesso che rispetto all'azione sismica, allo stato dei luoghi, risultano non soddisfatte le verifiche di resistenza degli elementi e precisamente:

- $\zeta_{E,ante}$=0,085 (Classe di rischio G);

Tutto quanto premesso e viste le risultanze dei calcoli, il sottoscritto ha redatto il progetto strutturale che prevede un intervento di miglioramento a seguito del quale risulta:

- **$\zeta_{E,post}$=0,615 (Classe di rischio C);**

Dichiara inoltre che relativamente alle azioni controllate dall'uomo ed ai carichi accidentali così come definiti dalla Normativa vigente, a seguito degli interventi strutturali previsti nel progetto, tutti gli elementi soddisfano le verifiche agli SLU e agli SLE.

Come già precisato, il progetto strutturale è stato redatto nel rispetto della normativa tecnica esistente, in particolare: NTC/2018, L. 1086/71, L. 64/74.

Il Progettista