

committente

ACCADEMIA DI BELLE ARTI DI NAPOLI

Ex convento Gesù delle Monache

Nuova sede dell'Accademia delle Belle Arti di Napoli
Via L. Settembrini, 10_Comune di Napoli

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

Codice di elaborato

STR REL 02c

Titolo elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO

Scala

PROGETTISTI INCARICATI IN RTP

Capogruppo - aspetti architettonici e paesaggistici

Od'A Officina d'architettura srl
via Paolo Emilio Imbriani 33, 80132, Napoli
tel/fax 081.661430 - 081.5512020
info@oda.na.it
www.oda.na.it

direttore tecnico
arch. **A**lessandra **F**asanaro

coordinatore sicurezza in fase di progettazione
arch. **G**iovanni **A**urino

gruppo di progetto
arch. **V**incenzo **F**iorillo
arch. **F**rancesca **T**ufano
arch. **F**rancesco **S**cuotto

strutture
Vitruvius Engineering S.a.s.
ing. **G**iancarmine **L**epore
viale M. Cristina di Savoia 18/a, 80122, Napoli
tel/fax 081 19560300
vitruviusengineeringsas@gmail.com

impianti
ing. **G**. **C**acciapuoti
via Bologna 114, 80010, Villaricca (NA)
tel 335 6419875
stgcing@gmail.com

geologia
dott. geo. **G**. **F**alzarano
piazza Tribunali 20, 82011, Airola (BN)
tel 347 5102977
geologofalzarano@gmail.com

	data	redatto	verificato	approvato	revisione
a	07-2023	G.L.	V.F.	G.A.	prima emissione
b	05-2025	P.F.	G.L.	G.L.	seconda emissione
c	06-2025	P.F.	G.L.	G.L.	terza emissione

"La proprietà intellettuale e i relativi diritti d'autore del prodotto dell'attività progettuale e di tutto quanto contenuto nel presente Progetto sono riservati ai Progettisti - soprattutto nel rispetto del diritto di paternità e di integrità dell'opera - a norma degli articoli 2575, 2576, 2577, 2578 del Codice Civile e della Legge 633/41 e s.m.i."

Progetto

La riqualificazione strategica del manufatto in oggetto, frutto di una di una progettazione integrata tra gli elementi del progetto, architettonici e strutturali, prevede, dal punto di vista strutturale, una serie di interventi volti alla rifunzionalizzazione del fabbricato.

L'intervento verrà eseguito nel rispetto dei sistemi costruttivi e dei materiali esistenti, con impiego di tecniche e soluzioni quanto meno invasive possibili, proprie degli interventi edifici sottoposti a tutela.

La definizione del progetto si articola in una serie di fasi fondamentali e concatenate che mirano alla determinazione della strategia da attuare.

- La prima fase – **conoscenza**- è consistita nell'acquisizione della documentazione disponibile (grafici e fotografie storiche) oltre ad una diffusa campagna di rilievo ed indagine da cui è stato possibile conoscere e indagare le fasi evolutive dell'edificio e di conseguenza rilevarne le varie criticità e carenze strutturali; per tale fase si è fatto ricorso ad una campagna di indagini in situ che ha permesso il raggiungimento di un soddisfacente livello di conoscenza del fabbricato, consentendo, nei calcoli, di fare ricorso ad un fattore di confidenza pari a F.C.=1,20;
- La fase successiva – **analisi** - è consistita nell'analisi e valutazione delle criticità riscontrate andando, di fatto, a esaminare le problematiche dell'edificio. Tale fase è propedeutica per la determinazione delle scelte progettuali successive in quanto consente di valutare l'effettivo stato di degrado degli elementi analizzati, l'eventuale presenza e la causa di deficienze strutturali degli elementi permettendo, quindi, di indirizzare la successiva fase di progettazione degli interventi;
- La fase conclusiva – **progettazione degli interventi** - ha previsto, quindi, la formulazione delle strategie progettuali da mettere in atto per il raggiungimento degli obiettivi preposti.

Nel seguito vengono discusse le scelte progettuali mirate all'eliminazione/riduzione delle criticità individuate oltre agli interventi necessari ad una rifunzionalizzazione della fabbrica edilizia. Scendendo in dettaglio, gli interventi strutturali previsti riguarderanno:

- Consolidamento delle strutture esistenti
    - **Elementi in muratura**
        - Chiodatura dei cantonali e dei martelli murari;
        - Inserimento di architravi sulle aperture;
        - Consolidamento estradossale delle volte;
        - Realizzazione di nuove aperture nelle murature con conseguente realizzazione di cerchiature metalliche
    - **Orizzontamenti**
        - Consolidamento estradossale e intradossale dei solai in putrelle e tavelloni
- Nuove realizzazioni
    - **Scale** in carpenteria metallica
    - Realizzazione **impianto elevatore**
    - Nuovi **solai** collaboranti in acciaio con lamiera grecata



Inquadramento normativo degli interventi

Gli interventi oggetto della presente relazione di calcolo sono definiti quali **INTERVENTI LOCALI** in accordo con quanto riportato al par.8.4.1 delle NTC 2018.

Si riporta lo stralcio di normativa:

"*Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:*

- *ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;*
- *migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;*
- *impedire meccanismi di collasso locale;*
- *modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.*

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

Con riferimento alla succitata norma, infatti, gli interventi previsti in progetto riguarderanno singole parti della struttura senza andare a variare il comportamento globale della costruzione.

L'obiettivo della progettazione è quello di **migliorare le caratteristiche di resistenza e duttilità di elementi o parti anche non danneggiati**.

Normative di riferimento

Il calcolo e la verifica sono stati condotti con riferimento alle seguenti norme:

- Decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 17 gennaio 2018, "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (nel seguito NTC);
- Circolare 21/01/2019 n°7 "*Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni"* (nel seguito Circolare);
- *Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*
- Eurocodice 3 "*Progettazione delle strutture in acciaio"*
- CNR-DT-204/2006 e successivi "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture in Calcestruzzo Fibrorinforzato"*

- "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio Culturale" con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni (nel seguito Linee Guida):
- Decreto Legislativo 22.01.2004 n°42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio" (nel seguito Codice)

Conoscenza del fabbricato

La conoscenza dei manufatti può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali. Il grado di attendibilità del modello è strettamente correlato al livello di approfondimento e ai dati disponibili.

La fase di conoscenza si articola in passaggi fondamentali:

- **Analisi storico-critica:** ricostruzione del processo di realizzazione e successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché l'individuazione degli eventi che l'hanno interessata;
- **Rilievo geometrico-strutturale:** rilievo della geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi andando ad individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione degli elementi costituitivi. Rilievo, inoltre, di dissesti in atto o stabilizzati con particolare attenzione all'individuazione di quadri fessurativi e di meccanismi di danno;
- **Caratterizzazione meccanica dei materiali:** definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali in situ e del loro degrado sulla base della documentazione disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali

Analisi storico-critica

Il complesso dell'Ex Gesù delle Monache a Napoli, situato in via Settembrini, rappresenta un luogo di notevole interesse storico, artistico e religioso. L'area dove sorge il fabbricato è storicamente di grande interesse, non solo per la presenza di importanti ordini monastici e conventuali, ma anche per la vicinanza alle mura urbiche e in particolare a Porta San Gennaro. La sua storia millenaria è stata caratterizzata da numerosi eventi, trasformazioni e significative contribuzioni alla vita culturale della città.

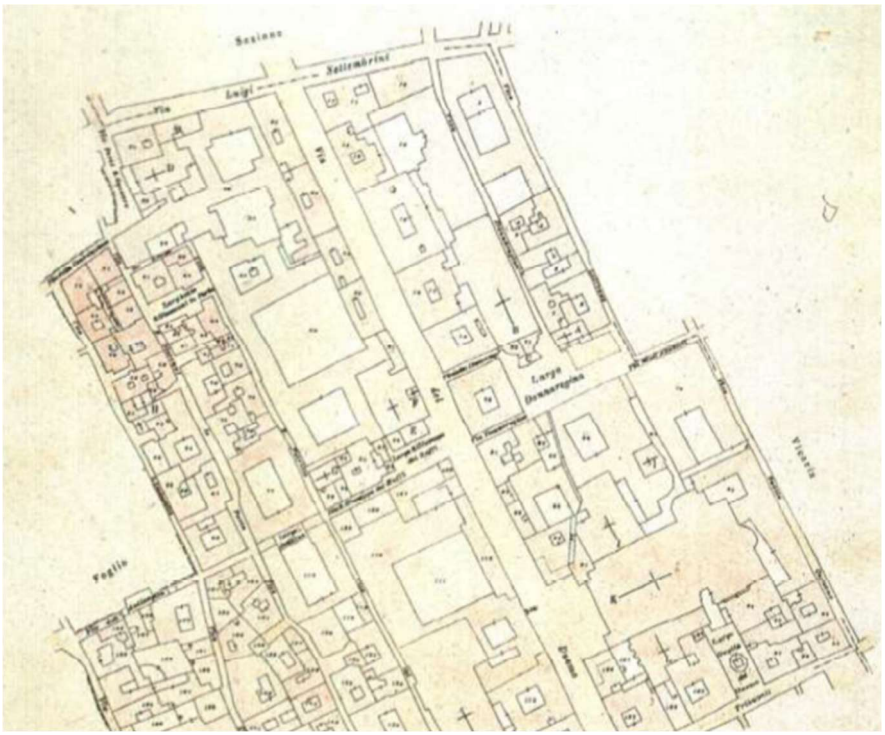


Figura 1Quartiere San Lorenzo, Napoli Millenovecento.

Questi si colloca all'interno del quartiere di San Lorenzo, occupando la porzione nord di un'insula di grande interesse all'interno del centro antico. L'insula, dalla forma rettangolare allungata ad andamento nord-sud, oggi è occupata dal convento di Gesù delle Monache a nord, dal convento di San Giuseppe dei Ruffi a sud, e da edifici residenziali a est, ed è delimitata a sud da via Anticaglia, a est e a ovest rispettivamente da via Duomo e vico S. Petrillo-via Porta San Gennaro, e a nord da via Settembrini.

Dalla sua fondazione come convento francescano, attraverso le fasi di splendore rinascimentale e barocco, fino alle difficoltà dell'epoca delle confische e alle fasi di rinascita e valorizzazione, il complesso ha mantenuto la sua centralità nella vita culturale e sociale di Napoli. L'ultima funzione attribuitogli è quella di centro culturale polifunzionale, continuando prima del parziale abbandono, ad offrire un prezioso contributo alla ricchezza artistica e storica della città e costituisce una testimonianza vivente del suo passato.

Origini

La storia del complesso inizia nel XIII secolo, quando venne fondato il Convento di Santa Maria delle Grazie dai religiosi francescani. Posizionata all'interno del perimetro della città antica, l'area su cui insiste il convento è da sempre urbanizzata. In epoca moderna il progressivo estendersi delle proprietà immobiliari e fondiarie degli ordini religiosi che interessa il centro antico porta quasi ad escludere le abitazioni civili e a includere giardini, palazzi, slarghi e piazze nelle nuove aree conventuali e monastiche. Si produce una conversione del tessuto preesistente che diviene una continua sequenza di chiese e complessi conventuali. Esso occupava un'area di notevole estensione ed era caratterizzato dalla presenza di una chiesa, un chiostro e diverse strutture adibite a funzioni monastiche.

Il convento del Gesù delle Monache sorge sulle trecentesche Santa Maria a Cicogna e San Francesco e Girolamo. Per molti autori ha origine all'inizio del XV secondo, quanto Giovanna II fa ampliare un monastero francescano dedicato ai santi Francesco e Gerolamo dell'Osservanza, in corrispondenza dell'accesso alla città da settentrione, in un'area ad alta densità conventuale già a partire dalla seconda metà del Cinquecento, data la presenza dei due monasteri francescani di Santa Maria degli Angeli e di Santa Maria della Consolazione. Secondo altri autori la fondazione del monastero sarebbe da attribuire a Papa Giulio II, che consentì a Lucrezia Capece di costruire un monastero secondo la regola stabilita da Urbano IV.

Rinascita del complesso

Nel XVI secolo, il complesso subì un importante processo di ristrutturazione e ampliamento, soprattutto durante il governo di Don Pedro di Toledo, viceré di Napoli. L'architetto Giovanni Francesco di Palma fu incaricato di portare avanti i lavori, e così la chiesa assunse le caratteristiche tipiche dello stile rinascimentale. Questa fase storica vide la nascita di importanti opere d'arte che arricchirono l'edificio, attirando l'attenzione di visitatori illustri e influenti.

Nella veduta Lafrery (1566) l'isolato è facilmente riconoscibile per la vicinanza a Porta San Gennaro, ma l'unico edificio religioso che spicca è la chiesa di S. Maria degli Angeli, con la copertura a falde e l'alto campanile, mentre la chiesa di Gesù delle Monache non ha ancora assunto sufficiente dignità architettonica.

Il barocco e le trasformazioni successive

Durante il XVII secolo, con l'avvento del Barocco, il complesso subì ulteriori interventi architettonici e artistici. Gli interni della chiesa furono arricchiti con opere di maestri del calibro di Luca Giordano, Francesco Solimena e Giovanni Lanfranco. Il Convento di Santa Maria delle Grazie divenne un centro di produzione culturale, attrattivo sia per gli artisti che per gli intellettuali dell'epoca.

La veduta di Napoli del Baratta (1629) restituisce la città e la sua edilizia con attenzione agli aspetti plano-volumetrici e ai dettagli. Nell'area compresa tra porta S. Gennaro e il decumano inferiore rileva la densa urbanizzazione religiosa, ma ancora una volta a spiccare è la chiesa di S. Maria degli Angeli, mentre alla sua sinistra si riconoscono costruzioni corrispondenti al convento di Gesù delle Monache.

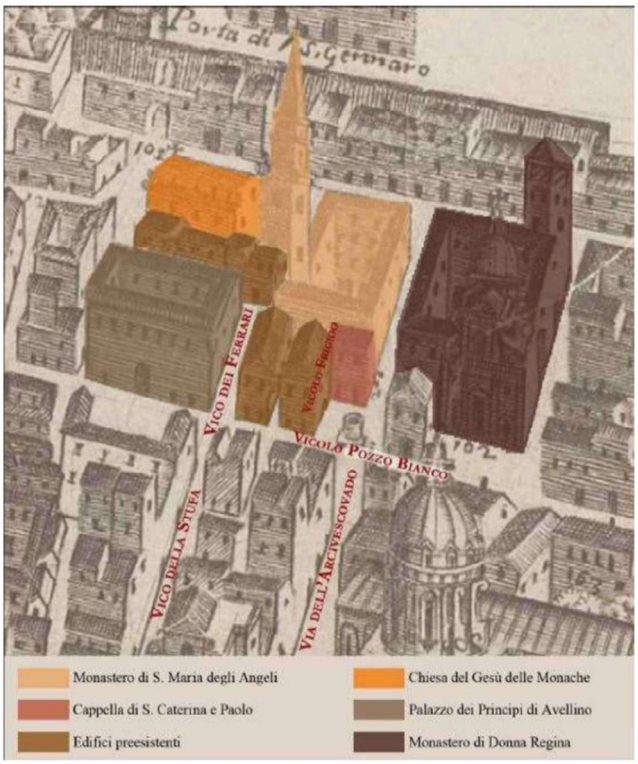


Figura 2Particolare della veduta Baratta con individuazione dei complessi conventuali presenti nella zona di interesse.

Le trasformazioni urbane e le confische napoletane

Verso la fine del XVIII secolo, con l'avvento della dominazione francese, il complesso subì un duro colpo. Durante il periodo del Decennio Francese si assiste ad una politica governativa di tipo anticlericale che tende a limitare il potere e le ricchezze accumulate nel corso dei secoli dai gruppi religiosi giunti a Napoli in seguito ai dettami codificati in epoca controriformistica. Con le politiche di confisca napoleoniche, molte proprietà ecclesiastiche furono espropriate e destinate a nuovi usi. Il convento delle monache francescane fu soppresso e i suoi beni vennero venduti. La chiesa venne trasformata in un'armeria e la sua destinazione artistica e religiosa andò in gran parte perduta. La prima rappresentazione del complesso conventuale nella sua conformazione definitiva è riportata nella Mappa del Duca di Noja.



Figura 3Dettaglio della Mappa del Duca di Noja (1775)

Qui si vede chiaramente l'insula densamente edificata punteggiata dalla presenza degli ariosi chiostri conventuali. Alle estremità dell'insula vi sono le chiese: nello spigolo sud-est San Giuseppe dei Ruffi, nello spigolo nord-ovest Gesù delle Monache. L'ingresso di quest'ultima su via Porta San Gennaro, disallineata rispetto a vico San Petrillo, crea un'irregolarità nell'isolato il quale nella sua porzione superiore si allarga verso ovest fin quasi a toccare il convento di S. Maria della Consolazione.

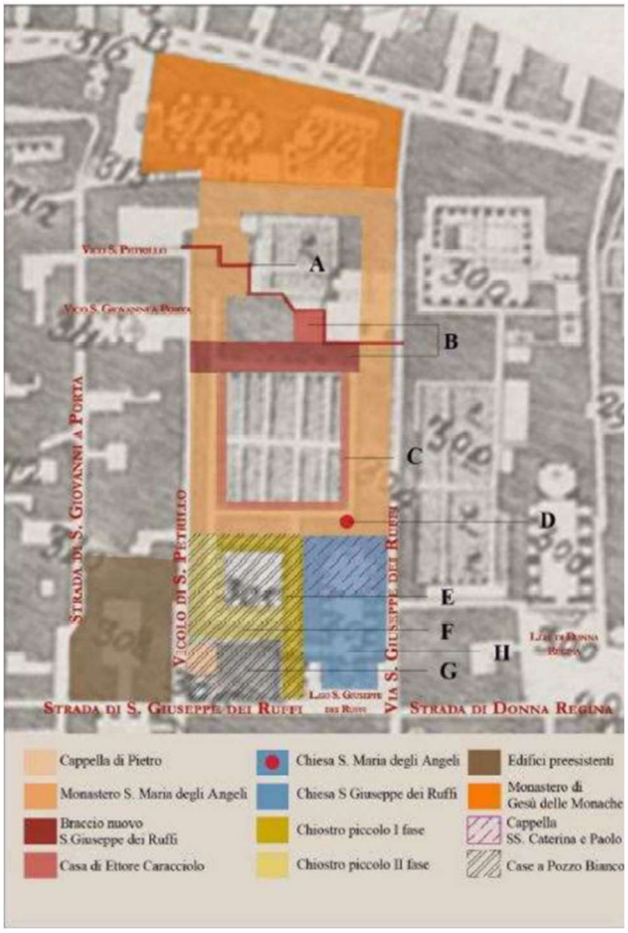


Figura 4Particolare della Mappa del Duca di Noja con individuazione delle aree del complesso di Gesù delle Monache e di San

Rinascita religiosa e nuove funzioni

Dopo l'epoca delle confische, nel XIX secolo, il complesso conobbe un nuovo periodo di rinascita religiosa.



Figura 5Dettaglio della Pianta della città di Napoli dello Schiavoni (1863-1880)

La chiesa, ormai sconsacrata, fu restituita alla comunità cattolica e assunse il nome di "Ex Gesù delle Monache." Nel corso dei decenni successivi, il complesso fu adibito a diverse funzioni, tra cui ospedale e istituto scolastico. Molti dei complessi sequestrati, nonostante la ufficiale "soppressione" continuano a svolgere funzioni seppur parziali e molti di loro saranno solo successivamente in definitiva espropriati. Il complesso del Gesù delle Monache già da quegli anni viene in parte destinato ad istituto comprensivo. Secondo Pane il complesso del Gesù delle Monache sarebbe destinato a "scuole dei Collegi riuniti", con la veste che ancora oggi si presenta sul fronte in via Luigi Settembrini.

Nel 1852 Ferdinando II dà incarico agli architetti municipali Luigi Cangiano e Antonio Francesconi di elaborare un progetto per una via dell'Arcivescovado.

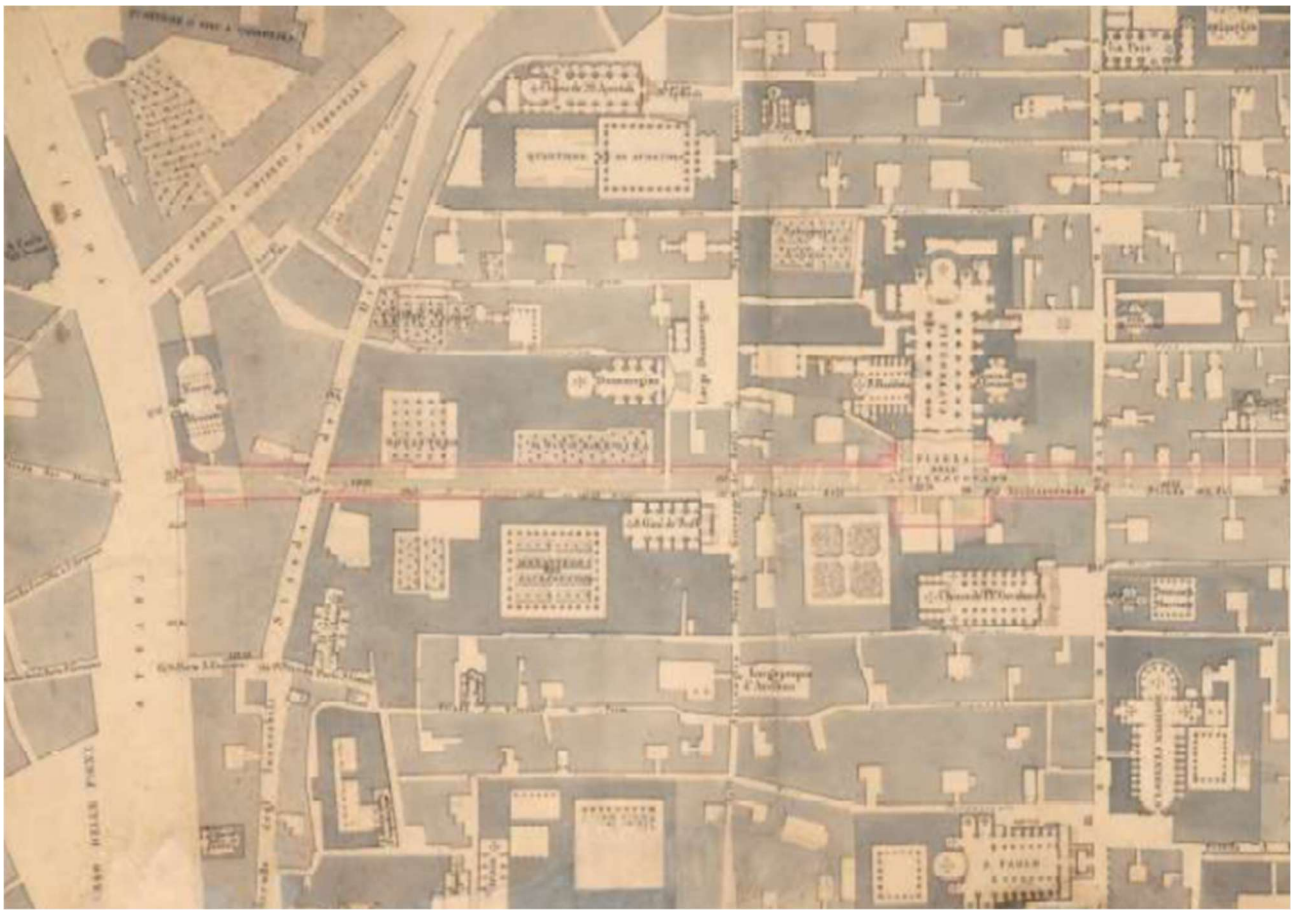


Figura 6Cangiano Francesconi, progetto via Duomo 27 dicembre 1860

Nonostante l'approvazione del Re e del Consiglio Edilizio, numerose avversità connesse all'espropriazione dei suoli impedirono per ben sette anni l'avvio della trasformazione.

Tuttavia quanto poi realizzato differisce da tale progetto e le ragioni sono da ricercarsi nelle vicende che hanno accompagnato la realizzazione del primo tratto di via Duomo, compreso tra Foria e il Duomo, il cui appalto è bandito nel marzo 1861.

Conservazione e valorizzazione del patrimonio

Nel corso del XX secolo, si manifestò un crescente interesse per il recupero e la valorizzazione del patrimonio storico-artistico di Napoli, compreso il complesso dell'Ex Gesù delle Monache. Il complesso monastico è oggetto di interventi di ristrutturazione che interessano per lo più i locali prospicienti via Settembrini, che negli anni '90 sono stati sede di una scuola con ingresso da Via Settembrini n.10.

Evidenti trasformazioni ascrivibili a tale periodo sono presenti anche negli ambienti prospettanti il terzo cortile minore e nella ludoteca ad aula unica sull'antico refettorio, che presentano solai di copertura in carpenteria metallica e tavelloni.

Durante la prima guerra mondiale il chiostro è stato utilizzato come ospedale per i feriti di guerra.

Il complesso agli inizi del XXI secolo

All'inizio del XXI secolo, il complesso dell'Ex Gesù delle Monache a Napoli in via Settembrini è diventato un centro culturale polifunzionale. La chiesa, restaurata nel rispetto delle sue caratteristiche barocche, ospita mostre, eventi culturali e concerti. Il chiostro è diventato un luogo di incontro e di svago per i cittadini, mentre alcune parti dell'edificio sono state adibite a spazi per mostre e convegni.

Oggi al chiostro del convento si accede in modo autonomo rispetto alla chiesa, attraverso una gradonata alla sinistra della chiesa, sormontata da uno stretto prospetto con decorazioni a stucco e un semplice portale in piperno, che dà accesso ad una piccola chiostrina rettangolare dai prospetti irregolari, quello a sinistra con tre strette capate tompagnate a tutto sesto, quello a destra con un ampio arco a tutto sesto che inquadra due campate voltate a tutto sesto e su cui affacciano volumi di altezze differenti. Nonostante il degrado e l'abbandono l'architettura è di grande pregio e necessità di attenti restauri e demolizioni delle superfetazioni. Dalla chiostrina, sullo stesso asse del primo vestibolo, vi è il secondo, caratterizzato da un primo vestibolo di collegamento affrescato

sulle pareti e sulla volta a botte a sesto ribassato e da un ampio ambiente rettangolare, vero e proprio vestibolo, coperto da una volta a botte con lunette laterali e pavimentato in cotto. Tale ambiente e riccamente affrescato su tutte le pareti e la volta da affreschi del 1766 di Giovan Battista Brunasso con Prospettive, Santi francescani e Gloria della Vergine. Da esso si accede, a sud a un corpo scale che porta ai piani superiori del braccio sud del convento, a nord ad un ambiente voltato a botte con lunette, situato alle spalle della chiesa, in grave stato di abbandono e oggetto di recenti interventi di consolidamento, e a est al chiostro del convento. Tutti gli ambienti minori di questa zona sono voltati e versano in grave stato di abbandono. La presenza di materiale abbandonato ne rende difficile l'ispezione. Parallelo al vestibolo e oltre il braccio sud del convento si trova uno spazio aperto pavimentato delimitato dai tre bracci del convento e da un alto muro su vico San Petrillo. Gli ambienti al piano terra sono abbandonati e coperti a volta, il piano superiore sembra adibito ad abitazioni, i superiori risultano abbandonati. Oltre il vestibolo del Guglielmelli vi è il chiostro, al quali si accede anche superata una ripida scala da via Settembrini. Questo era porticato su tre lati (est, ovest e nord) mentre a sud è delimitato dal magnifico refettorio settecentesco. Il chiostro necessita di importanti interventi di restauro e ripristino al fine di recuperarne i valori storici artistici oggi difficilmente leggibili per via delle superfetazioni e della vegetazione infestante. Per visitarlo di via Settembrini occorre superare un imponente portale con stemma gentilizio, salire una lunga e ripida scala che si immette nel chiostro attraverso una duplice fila di pilastri che un tempo reggevano un pergolato mentre adesso sorreggono una brutta pensilina moderna. Le bella fontana e le aiuole circostanti sono in posizione decentrata, verso un angolo dello spazio claustrale, e ciò come effetto degli ampiamenti subiti. La fontana è la cosa più degna di nota, con vasca quadrilobata che ricorda per la sua forma l'altra fontana sita nel cortile dell'Ospedale dell'Annunziata. Al di sopra vi sono quattro delfini che reggono una vasca più piccola. Essa è in pietra scura e databile tardo cinquecento, come anche lo splendido lavabo con bassorilievi che si può osservare uscendo dal lato sud del chiostro. Verso uno degli angoli c'è un balconcino poggiante su due alti pilastri intonacati che presentano due

busti di gesso. I corridoi dei tre bracci porticati del chiostro risultano soppalcati e in parte tompagnati e necessitano di interventi di ripristino per garantirne la leggibilità. Di eccezionale interesse è il refettorio del Guglielmelli, rifatto dall'architetto domenicano Enrico Pini. L'ambiente, scompartito da dodici colonne, è di straordinaria armonia e dinamicità grazie allo straordinario gioco di volte e cupolini, raccordati da eleganti riccioli e volute. È suddiviso in tre navate da due file di colonne e caratterizzato da volte, cupolette e pareti affrescate con opere del 1736 di Alessandro Viola raffiguranti Storie di Cristo (1736). Anch'esso è in stato di abbandono e necessita di restauri. Gli ambienti adiacenti costituenti gli altri bracci del chiostro, risultano non sempre ispezionabili per via dei materiali abbandonati. Il ritmo dell'architettura conventuale è integro, ma in molti casi le volte o i solai sono stati sostituiti da solai latero-cementizi. Oltre il refettorio vi è il giardino dalla forma irregolare segnato a sud dal muro che delimita il confine con il convento di San Giuseppe dei Ruffi. La ricca vegetazione ne impedisce la lettura. Dovranno essere condotte ricerche sulla legittimità di alcuni volumi che vi insistono e che appaiono incongrui. Sugli ambienti del piano terra, aperti e non, si affacciano lavabi e fontane marmoree di assoluto pregio. Il braccio su via Settembrini ha subito molte alterazioni. In particolare dal corpo scala di interesse nullo è possibile vedere un ambiente voltato ricco di stucchi dipinti il quale è stato interrotto da un solaio, necessitando quindi di un intervento di ripristino e restauro.

Rilievo geometrico-strutturale

La fase relativa alle indagini preliminari svolge un ruolo fondamentale per l'individuazione dei parametri necessari alla definizione del modello geometrico meccanico alla base delle analisi numeriche finalizzate alla valutazione della sicurezza strutturale.

Il rilievo geometrico dei locali e delle strutture è stato eseguito completamente in sito. In particolare, la procedura di rilevo è stata eseguita mediante un rilievo tradizionale.

La fase di rilievo ha permesso di identificare i seguenti elementi costruttivi essenziali per la modellazione, calcolo e verifica strutturale:

- Elementi in **muratura**
    - Qualità del collegamento tra pareti verticali;
    - Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano;
    - Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
    - Pareti portanti dell'organismo murario;
    - Elementi costruttivi;
    - Collegamenti orizzontali tra elementi murari portanti;
    - Schema statico ed orditura impalcati;
    - Quadro fessurativo
- Elementi in acciaio
    - Tipologia delle sezioni
    - Caratteristiche di resistenza dell'acciaio impiegato

Per la fase di **rilievo** si è fatto riferimento al §C8.5.2 della Circolare. In particolare, è stato eseguito un rilievo completo con indicazione del quadro fessurativo ed analisi del degrado.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la caratterizzazione dei materiali è stata eseguita una campagna di indagini "limitata" ad opera della società **ISTEMI s.r.l.**

Lo scopo delle indagini è stato quello di verificare le prestazioni e le caratteristiche meccaniche residuali dei materiali impiegati, ovvero per il raggiungimento di un livello di

conoscenza della struttura soddisfacente. In particolare, le indagini diagnostiche strutturali hanno previsto:

- Saggi diretti finalizzati alla determinazione della tipologia e degli elementi costruttivi dei paramenti murari;
- Martinetti piatti singoli e doppi;
- I.Q.M. Indice di qualità della tessitura muraria;
- Prova sonica su muratura;
- Indagine pacometrica;
- Indagine Son-Reb;
- Prova a compressione su provini cilindrici;
- Saggi diretti delle barre d'armatura;
- Prelievo di barre d'armatura/carpenteria metallica e prove a trazione uniassiale;
- Prova di durezza Brinell su armatura

Per l'ubicazione ed i risultati delle prove si rimanda agli elaborati di indagine in allegato alla presente relazione.

Come specificato in seguito, a tutte le caratteristiche di resistenza dei materiali, desunte dalla campagna di prove, sono stati applicati i "fattori di confidenza" relativi al "livello di conoscenza" raggiunto, in accordo con le norme tecniche.

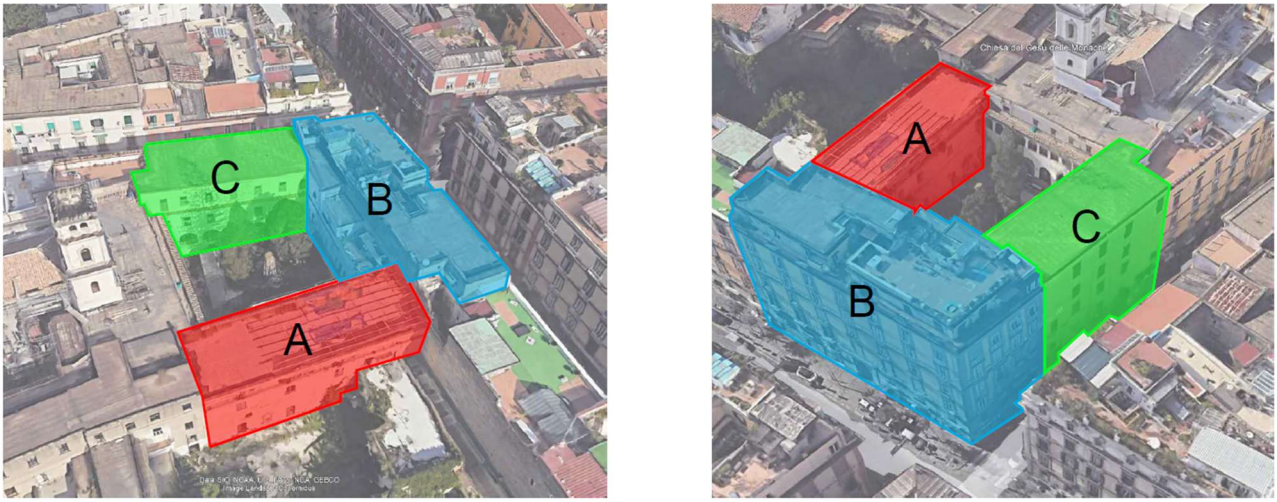
Individuazione unità strutturali

L'individuazione delle **Unità Strutturali (US)** secondo le **Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018)** è un passaggio fondamentale nella valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti, in particolare per quelli in muratura. Le US sono

porzioni dell'edificio che presentano un comportamento strutturale autonomo o significativamente diverso rispetto al resto dell'edificio.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi.

Per il fabbricato in questione sono state individuate le unità strutturali riportate nelle immagini successive:



Inquadramento US

Livello di conoscenza e fattore di confidenza

La conoscenza dei manufatti storici può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali. Il grado di attendibilità del modello è strettamente correlato al livello di approfondimento e ai dati disponibili. Le "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle Norme tecniche per le costruzioni" prevedono tre livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale sono legati i fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi. La scelta del

livello di conoscenza condiziona l'attendibilità del modello di analisi strutturale ed influenza, quindi, gli indici di sicurezza statica e sismica del manufatto. A ciascun livello di conoscenza corrisponde un diverso "fattore di confidenza" FC (compreso tra 1,00 e 1,35) da utilizzare come ulteriore coefficiente parziale di sicurezza per tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza F_{CK} sulla base dei coefficienti numerici riportati nella tabella successiva della suddetta Direttiva, in cui i valori sono associati alle quattro categorie di indagine e al livello di conoscenza in esse raggiunto:

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

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

Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica, che possono essere così classificati:

- modelli che considerano la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali;
- modelli che considerano l'equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione, pensando il materiale muratura come rigido e non resistente a trazione (creazione di un cinematismo di blocchi rigidi, attraverso l'introduzione di opportune sconnessioni).

Nel primo caso il fattore di confidenza si applica in genere alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze. I valori di partenza delle caratteristiche meccaniche, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza, saranno definiti in funzione del livello di conoscenza relativo alle proprietà meccaniche dei materiali, utilizzando gli intervalli riportati nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Appendice al capitolo C8 della Circolare delle NTC.

Nel secondo caso, ossia di modelli di corpo rigido, nei quali la resistenza del materiale non viene tenuta in conto, il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura.

Per il fabbricato in esame è stato considerato:

Rilievo geometrico completo	F_{C1}=0,05
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	F_{C2}=0,06
Proprietà meccaniche dei materiali	F_{C3}=0,06
Terreno e fondazioni	F_{C4}=0,03
FATTORE DI CONFIDENZA = 1+∑FC	1,20

Come visibile dalla tabella precedente, il valore del fattore di confidenza risulta essere pari a:

FC = 1,20

Contesto geologico e geotecnico

Caratterizzazione sismica dei terreni

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista dinamico richiede la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio Vs degli strati di terreno presenti nel sito. In particolare si deve avere la conoscenza sino ad almeno 30 metri dal piano campagna

(Vs30). La conoscenza del profilo delle onde di taglio Vs degli strati che compongono i primi 30 metri di profondità risulta necessaria per:

- valutare l'azione sismica di progetto al livello del piano fondale tipo di opera;
- valutare il potenziale di liquefazione del terreno;
- valutare l'accelerazione sismica per il calcolo della stabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno nei confronti dell'azione sismica;
- valutare, in condizioni sismiche, la capacità portante ed i cedimenti di rilevati stradali, opere di sostegno, fondazioni degli edifici.

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio dei primi 30 m di profondità, si determina una *velocità media equivalente* **Vs30** rappresentativa del sito in esame. La legge adoperata è la seguente:

$$V_{S30} = 30 \Big/ \sum_{i=1,N} hi/Vi$$

Dove **hi** e **Vi** indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $<10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di n presenti nei primi 30 metri di profondità. Tale parametro consente di classificare il sito in categorie di sottosuolo. La stima della velocità delle onde di taglio Vs dei vari sismostrati può essere eseguita con la tecnica **MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES** (MASW) che fornisce la stratigrafia e le velocità delle onde di taglio. Una volta acquisiti gli spessori degli strati e le relative velocità delle onde S, si calcola la velocità media relativa ai primi trenta metri di sottosuolo, con la formulazione precedente e si classifica il sito secondo i riferimenti normativi.

Per il sito in esame la campagna di indagini è stata eseguita dalla società **ISTEMI s.r.l.** ed è consistita in:

- n° 1 indagine MASW
- n° 1 indagine sismica di tipo passivo HVSR



fig.1. Inquadramento indagini.

Dalle indagini eseguite è possibile determinare il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio. In particolare si è ottenuto il seguente valore:

$$V_{S,eq} = 286,55 \text{ m/s}$$

Le NTC2018 prevedono una suddivisione dei terreni di fondazione in 5 classi in funzione della velocità delle *onde s* dei primi 30 metri, cosi come schematizzato nella seguente tabella:

Terreno	Descrizione del profilo stratigrafico	Parametro (vs30) (m/s)	In alternativa	
			NSPT	Cu (K/Pa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800		
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	360 ÷ 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri.	180 ÷ 360	15 ÷ 50	70 ÷ 250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs 30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s\ 30}$ > 800 m/s.			

fig.2. Categorie di suolo (NTC 2018)

Dalla relazione geologica in si ricavano le caratteristiche sismiche dei terreni oggetto di studio. In particolare, l'area in esame è caratterizzata da un **sottosuolo di tipo C.**

Caratteristiche dei materiali

Materiali esistenti

Muratura esistente – Muratura in pietra tenera

Per la determinazione delle caratteristiche della muratura in sito si è fatto ricorso al metodo dell'Indice di Qualità Muraria (**IQM**) alle prove con martinetti piatti singoli e doppi ed alle prove soniche.

Per il fabbricato in questione, sono state eseguite indagini in situ **estese**, quindi, in accordo con le disposizioni riportate nelle normative in vigore, si considera quanto segue:

- Resistenza: valori medi delle resistenze ottenute dalle prove;
- Moduli elastici: valori medi della tabella successiva.

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 (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* f_{v0} *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* **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 regolari 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	2400-3300	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 NTC.

(***) 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.

fig.3. Valori di riferimento parametri meccanici della muratura

Si utilizzano, pertanto, i seguenti parametri:

MURATURA A CONCI REGOLARI DI PIETRA DI TUFO

f=resistenza a compressione	2,12 N/mm^2
f_{v0}=resistenza a taglio	0,145 N/mm^2
E=modulo elastico	1410 N/mm^2
G=modulo di elasticità tangenziale	450 N/mm^2
w=peso specifico	14,5 kN/m^3

- **Resistenze di calcolo e coefficienti di sicurezza**

Le resistenze di progetto impiegate per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

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

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

γ_m è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, in funzione delle classi di esecuzione e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II.

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
Muratura con elementi resistenti di categoria **II**, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per i calcoli si adopera un valore di γ_M = 3,0.

Per le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche si è adoperato un coefficiente γ_M=2.

Calcestruzzo

La campagna di indagine ha previsto l'esecuzione di n°2 carotaggi su elementi strutturali oltre alle prove non distruttive (Son-Reb e prova pacometrica). Come detto, le prove sono state eseguite dalla società ISTEMI s.r.l.

Si riporta di seguito la tabella riguardante le prove a compressione eseguite sui provini estratti:

Matricola Laboratorio	Sigla provino	Ubicazione provini	Data prelievo	Dimensioni [mm]		Massa [kg]	Massa volumica [kg/m³]	Sezione Resistiva [mm²]	Carico di rottura [kN]	Tensione di rottura [MPa]	Data prova	Rottura (**)	Rettifica (*)
				Ø	H								
300C/001	C06	Pilastro piano terra	29/05/23	74,1	79,2	0,676	1977	4318	35,85	8,3	19/06/23	S	1
300C/002	C25	Trave piano primo	29/05/23	74,4	79,3	0,677	1964	4347	37,57	8,6	19/06/23	S	1

fig.4. Prove a compressione su calcestruzzo

Dalla media tra i valori dei provini estratti si ottiene un calore della resistenza in sito a **8,4 N/mm²**

Nei calcoli si considera un calcestruzzo di classe **C8/10**.

Acciaio per c.a.

Ai fini della caratterizzazione della resistenza dell'acciaio, si riportano di seguito i valori delle prove distruttive effettuate sugli spezzoni di barre di armatura estratti in situ e testati in laboratorio. I risultati ottenuti consentono di classificare la tipologia e qualità dell'acciaio utilizzato per la costruzione dell'edificio in esame. I valori delle tensioni di snervamento e di rottura sono riportati nelle tabelle che seguono:

Matricola laboratorio	Sigla di prelievo	Ubicazione provini	Data di Prelievo	Diametro		Sezione Resistiva [mm²]	Tensione di snervamento f_y [MPa]	Tensione di Rottura f_t [MPa]	f_t / f_y	f_y / f_{ynom}	A_{gt} [%]	Tipo di barra	Data di prova
				nom. Ø	eqp Ø								
300C/003	A25	Trave piano primo	29/05/2023	16	15,9	201	419	614	1,47	----	15,4	a.m.	14/06/2023
300C/004	A06	Pilastro piano terra	29/05/2023	12	16,1	113	281	389	1,38	----	17,6	b.l.	14/06/2023

fig.5. Risultati prove su tondini

La media dei valori ottenuti dalle prove di laboratorio restituisce:

- **Tensione di snervamento f_y = 350 MPa**
- **Tensione di rottura f_t = 501,5 MPa**
- **Allungamento = 16,5 %**

La normativa relativa alla classificazione degli acciai di armatura vigente al momento della costruzione (ampliamento) era la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23.05.1957 n°1472 che prevedeva la seguente classificazione dell'acciaio di armatura:

	Aq42	Aq50	Aq60
Snervamento (kgf/mm^2)	≥ 23	≥ 27	≥ 31
Rottura (kgf/mm^2)	42 - 50	50 - 60	60 - 70
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14

fig.6. Classificazione degli acciai di armatura secondo Circolare Ministero dei LL.PP. n°1472/1957

Confrontando i valori di prova con le indicazioni di progetto, le normative vigenti al momento della costruzione e con i parametri statistici riportati nell'articolo "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980" a cura di Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito e Filippo Carlo Sansiviero del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II, si può considerare che l'acciaio utilizzato per l'edificio in oggetto sia di tipo **acciaio ad liscio tipo Aq42**.

Se ne riportano di seguito le caratteristiche meccaniche:

ACCIAIO LISCIO Aq42

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	>230 N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	420 N/mm^2
Allungamento	>20%

Si ribadisce che a tutte le caratteristiche di resistenza dei materiali desunte dalla campagna di prove sono stati applicati i "fattori di confidenza" relativi al "livello di conoscenza" raggiunto.

Materiali di progetto

Muratura

Ove necessario si prevede di integrare la muratura esistente con una muratura con caratteristiche similari a quella esistente.

Conglomerato cementizio C25/30

Il calcestruzzo da impiegare per gli elementi in cemento armato sarà del tipo C25/30. L'impasto costituente il calcestruzzo, che si andrà ad impiegare per la realizzazione dei nuovi elementi strutturali, vedrà l'utilizzo di inerti, naturali o di frantumazione, costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature. La ghiaia o il pietrisco avranno dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature. L'acqua per gli impasti sarà limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva. Il quantitativo d'acqua sarà il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. Il rapporto massimo acqua/cemento dovrà essere pari a 0,60. Il contenuto minimo di cemento dovrà essere di 300kg/m^3. Il diagramma di calcolo tensioni-deformazioni del calcestruzzo (legame costitutivo) adottato è quello parabola-rettangolo.

In definitiva i valori assunti sono:

CALCESTRUZZO C 25/30

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} = 30 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck} = 24,90 MPa
Resistenza cilindrica di calcolo	f_{cd} = 16,60 MPa
Modulo elastico	E = 31447 MPa
Classe di esposizione ambientale	XC2 – Bagnato, raramente asciutto
Massimo rapporto a/c	0,60
Dosaggio minimo di cemento	300 kg/m^3

- **Durabilità del calcestruzzo**

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano qui di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III delle NTC 2018, con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Il prospetto delle classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali è quello riportato nella UNI EN 206-1 Facendo riferimento a quanto indicato negli estratti normativi per l'individuazione e la classificazione delle condizioni ambientali, il sito di realizzazione dell'opera è classificabile come:

XC2

Le opere in c.a. risultano sufficientemente schermate in misura delle variazioni termoigrometriche previste. In termini di protezione contro la corrosione delle armature metalliche l'ambiente è quindi definito come "**Ordinario**".

- **Copriferro minimo e regole di maturazione**

In fase di progetto vengono quindi prescritti, ai fini della durabilità dell'opera, i valori di copriferro minimo e le regole di maturazione del calcestruzzo impiegato.

In funzione delle verifiche di resistenza e degli stati limite di fessurazione viene indicato come valore minimo di copriferro:

c = 4 cm

Per la fase di maturazione del calcestruzzo, oltre ad indicare il rispetto della buona pratica costruttiva e delle consuete regole di realizzazione del getto, è indicata una velocità 'MEDIA' di sviluppo della resistenza ed una maturazione della superficie del calcestruzzo in 3 giorni.

Acciaio per calcestruzzo B450C

Si prevede l'utilizzo di acciaio per calcestruzzo tipo B450. Di seguito se ne riportano le caratteristiche.

Acciaio B450C

Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	5400 daN/cm^2
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	4500 daN/cm^2
Tensione di snervamento di calcolo f_{yd}	3913 daN/cm^2

Acciaio S275

Si prevede l'utilizzo di acciaio S275; di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

Acciaio per carpenteria metallica S275

Modulo elastico	2100000 daN/cm^2
Coefficiente di Poisson	0,30

Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}=4300 daN/cm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}=2750 daN/cm^2

Acciaio S355

Si prevede l'utilizzo di acciaio S355; di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche:

Acciaio per carpenteria metallica 355

Modulo elastico	2100000 daN/cm^2
Coefficiente di Poisson	0,30
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}=5100 daN/cm^2
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}=3550 daN/cm^2

Perni e bulloni ad alta resistenza 8.8

PERNI E BULLONI AD ALTA RESISTENZA 8.8

Tensione di snervamento	f_{yb}=6490 daN/cm^2
Tensione di rottura	f_{tb}=8000 daN/cm^2

Malta cementizia per rinforzo estradossale solaio (tipo PLANITOP HPC FLOOR della MAPEI®)

Per il rinforzo estradossale dei solai si prevede l'utilizzo di una malta cementizia ad elevatissime prestazioni meccaniche, a ritiro compensato fibrorinforzata con fibre in acciaio e ad elevata duttilità tipo PLANITO HPC FLOOR della MAPEI®. Se ne riportano di seguito le caratteristiche meccaniche:

MALTA CEMENTIZIA PER RINFORZO ESTRADOSSALE SOLAIO

Resistenza caratteristica a compressione f_{ck}	80 MPa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ftuk}	3,11 MPa
Tensione tangenziale caratteristica interfaccia τ_k	3,40 MPa
Modulo elastico E_c	44400 MPa
Deformazione ultima ε_{cu}	0,35 %
Coefficiente di sicurezza FRC γ_c	1,5
Resistenza di progetto a compressione f_{cd}	45,33 MPa
Resistenza di progetto a trazione per flessione f_{ftud}	2,07 MPa
Tensione di progetto interfaccia τ_d	2,27 MPa

Ancorante chimico per collegamento con muratura perimetrale (tipo MAPEFIX VE SF della MAPEI®)

Per l'inghisaggio delle barre di collegamento perimetrale nell'ambito del consolidamento estradossale dei solai in putrelle e tavelloni si prevede l'utilizzo di un fissaggio chimico tipo MAPEFIX VE SF della MAPEI®. Se ne riportano le caratteristiche tecniche:

ANCORANTE CHIMICO

Resistenza a compressione	100 MPa
Resistenza a flessione	15 MPa
Modulo elastico	14000 MPa

Barre elicoidali in acciaio INOX AISI 304/316 diametro 10 mm per cucitura a secco di elementi strutturali (tipo STEEL DRYFIX® della KERAKOLL)

Per le cuciture delle murature si prevede l'utilizzo di barre elicoidali in acciaio INOX AISI 304/316 di diametro ϕ10 tipo STEEL DRYFIX® della Kerakoll.

Se ne riportano le caratteristiche tecniche:

BARRE ELICOIDALI IN ACCIAIO INOX

Diametro nominale	ϕ10
Area nominale barra	A_{elica} = 15,5 mm^2
Carico di rottura a trazione	N>16.2 kN
Carico di rottura a taglio della barra	T>9,5 kN
Resistenza a trazione in campo elastico	σ>700 MPa
Modulo elastico barra	E_{barra}>150 GPa
Deformazione a rottura barra	ε_{barra}>3%

Malta cementizia e rete in fibra di vetro per sistema anti-sfondellamento solai

Per il sistema anti sfondellamento dei solai si prevede l'utilizzo di una malta cementizia premiscelata bicomponente fibrorinforzata ad elevata duttilità tipo PLANITOP HDM MAXI® della MAPEI in abbinamento ad una rete in fibra di vetro A.R. alcali resistente tipo MAPEGRID G120® della MAPEI. Se ne riportano di seguito le caratteristiche meccaniche:

MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA

Resistenza a compressione	>25 MPa
Resistenza a flessione	>8 MPa

Modulo elastico a compressione	10 GPa

RETE IN FIBRA DI VETRO

Tipo di fibra	Fibre di vetro A.R.
Resistenza a trazione	>30 kN/m
Modulo elastico	72 GPa
Allungamento a rottura	1,8%

Geomalta strutturale e tessuto unidirezionale in fibra di acciaio

Per il sistema di rinforzo delle volte in muratura si prevede l'utilizzo di una geomalta strutturale di pura calce naturale (tipo GEOCALCE F ANTISISMICO® della KERAKOLL) abbinata ad un tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una microrete in fibra di vetro (tipo GEOSTEEL G600). Se ne riportano di seguito le caratteristiche:

GEOMALTA STRUTTURALE

Resistenza a compressione	Categoria M15
Resistenza a taglio	>1 MPa
Adesione a supporto	>1 MPa
Modulo elastico	9 GPA

TESSUTO UNIDIREZIONALE IN FIBRA DI ACCIAIO

Resistenza a trazione	3000 MPa
Modulo elastico	200 GPa
Allungamento a rottura	1,90%

Malta cementizia fibrorinforzata

Per il consolidamento estradossale dei solai in putrelle e tavelloni si prevede l'utilizzo di una malta cementizi fibrorinforzata ad elevate prestazioni tipo **Planitop HPC Floor®** della Mapei. Se ne riportano le caratteristiche meccaniche desunte dalla scheda tecnica del produttore**.**

MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA

Classe di resistenza a compressione	C80/95
Classe di tenacità	8.0c
Modulo elastico	44400.0 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica f_{ck}	60 Mpa
Resistenza di progetto f_{cd}	40 Mpa
Resistenza a trazione F_{ftuk}	3.11 MPa
Resistenza a trazione di progetto F_{ftud}	2.07 Mpa
Spessore di applicazione h_c	30.0 mm

Azioni di calcolo

Azioni permanenti

Pesi propri degli elementi strutturali (G_1)

Tali carichi sono dovuti al peso proprio degli elementi strutturali e sono valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali:

- Muratura in blocchi di tufo = 1450 kg/m^3
- Calcestruzzo = 2500 kg/m^3
- Acciaio = 7850 kg/m^3

Carichi permanenti non strutturali (G_2)

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro.

Sovraccarichi (Q_k)

Le azioni dei sovraccarichi accidentali di esercizio sono legate alla destinazione d'uso dell'opera. Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti sovraccarichi:

- Ambienti suscettibili di affollamento - cat. C1: q_k=3,00 kN/m^2
- Scale comuni, balconi e ballatoi – cat. C: q_k=4,00 kN/m^2

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale**			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	**Uffici**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

D	**Ambienti ad uso commerciale**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	**Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale**			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)**			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	**Coperture**			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi eseguita.

Analisi dei carichi – Stato di fatto

- **Solaio interpiano in putrelle e tavelloni**

SOLAIO PUTRELLE E TAVELLONI					
Descrizione	h m	b m	γ kg/m^3		
Peso trave					
Profilo IPN 160	0,00142		7850	11,1	kg/m
				15,00	
interasse i	0,9			**16,67**	**kg/m^2**
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Tavelloni in laterizio				35	**kg/m^2**
Riempimento	0,1	1	800	80	
Soletta	0,04	1	2500	100	
				215,00	
TOTALE G1				**235,00**	
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Massetto	0,08	1	1400	112	**kg/m^2**
Intonaco	0,015	1	2000	30	
				142	
TOTALE G2				**145,00**	
Sovraccarichi accidentali (Q)					
Categoria	C.1 - Aree con tavoli			**300**	**kg/m^2**
Categoria	C - Scale comuni, balconi e ballatoi			**400**	**kg/m^2**

- **Volte in muratura**

VOLTE IN MURATURA					
Descrizione	s	b	γ		
	m	m	kg/m^3		
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Massetto	0,15	1	1800	270	kg/m^2
Pavimento	0,03	1	2600	78	
Riempimento					
Intonaco	0,015	1	1800	27	
				375	
TOTALE G2				**375**	
Sovraccarichi accidentali (Q)					
Categoria	C.1 - Aree con tavoli			**300**	kg/m^2

Analisi dei carichi - Stato di progetto

- **Nuovo solaio in acciaio e calcestruzzo con lamiera grecata**

SOLAIO INTERPIANO IN ACCIAIO					
Descrizione	h	b	γ		
	m	m	kg/m3		
Peso trave					
Profilo IPE 120	0,001321		7800	10,3	kg/m
				15,00	
interasse i	0,9			**16,67**	**kg/m²**
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Lamiera grecata+cls				80	**kg/m²**
Soletta	0,05	1	1800	90	
				170,00	
TOTALE G1				**190,00**	
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Sottofondo				70	**kg/m²**
Pavimento	0,015	1	2000	30	
Incidenza tramezzi				100	
				200	
TOTALE G2				**200,00**	
Sovraccarichi accidentali (Q)					
Categoria	A - Ambienti ad uso residenziale			**200**	**kg/m²**

Azioni ambientali e naturali

Neve

Il calcolo della neve è effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018, ed il valore del carico è stato determinato tramite la seguente espressione:

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

Dove:

- q_s è il carico della neve sulla copertura
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni
- C_E è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

Per la località in esame:

Località	**Napoli (NA)**
Altitudine s.l.m.	65 m
Zona	III
q_{sk}	0,60 kN/m^2
μ_i	0°≤ α ≤ 30°→ 0,80
c_E	Normale=1,00
c_t	1,00

Per cui si determina il valore del **carico da neve sulla copertura**:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0{,}80 \cdot 0{,}60 \cdot 1 \cdot 1 = 0{,}48 \ \frac{kN}{m^2}$$

L'edificio in oggetto presenta coperture piane, si considera il seguente schema di carico:

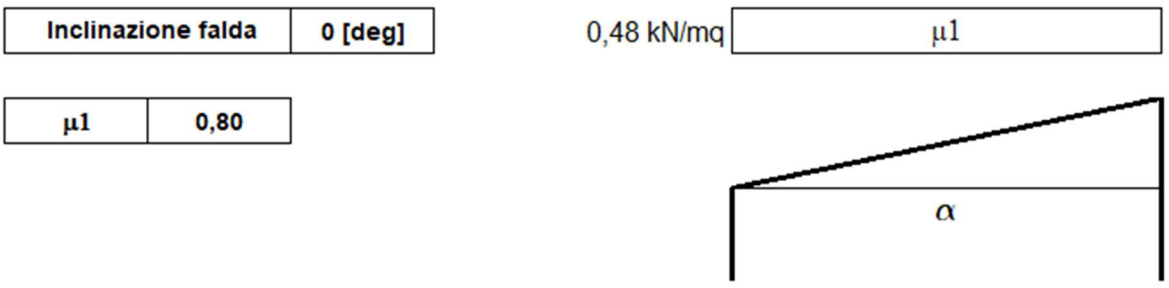


fig.7. Schema combinazione di carico da neve per copertura piana

Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio, provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. In particolare, la pressione del vento è valutata secondo il punto 3.3 del D.M. 2018 secondo la formula:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento del vento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di pressione

c_d è il coefficiente dinamico

Per la zona in esame risulta:

Località	**Napoli (NA)**
Zona	3 – Campania
Altitudine s.l.m.	65 m
Classe di rugosità del terreno	A
Distanza dalla costa	1,3 km
Categoria di esposizione	IV

H di colmo	25 m
H di gronda	25 m

Tab. 3.3.I -*Valori dei parametri* $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

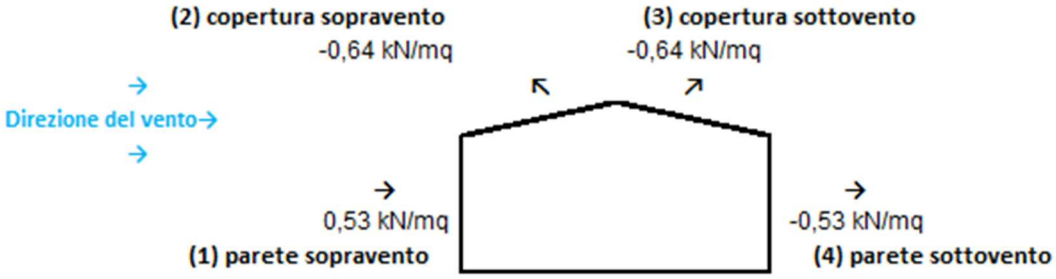
Tab. 3.3.II - *Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione*

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Per cui si ottiene:

q_r	**456,29 N/m²**
$C_{e,\ min}$	1,63
$C_{e,gronda}$	2,41
$C_{e,colmo}$	2,45
$C_{p,\ parete\ sopravento}$	0,60
$C_{p,\ parete\ sottovento}$	-0,60
C_d	1,00

Per cui si determina:



Sisma

Secondo quanto indicato dalla normativa vigente, l'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di fondazione prodotto dalla propagazione verticale nel sottosuolo delle onde di taglio generate dall'evento sismico. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e prestazione attesa.

- **Vita nominale**

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Per l'edificio in oggetto risulta:

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classe d'uso

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

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'edificio in oggetto è stato assunto:

Classe d'Uso	III

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso:

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

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

Per cui si ottiene:

$$\mathbf{V_R} = \quad 50 \cdot 1{,}5 = \quad \mathbf{75}$$

Pericolosità sismica di base

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel periodo di riferimento V_R a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Stati limite e probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (**SLE**) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi struttura- li, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (**SLU**) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno sono riportate di seguito:

Tab. 3.2.I – *Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato*

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{l_n \cdot (1 - P_{VR})}$$

Tali valori sono stati definiti a partire dalle seguenti coordinate geografiche WGS84, in accordo con le mappe di pericolosità sismica INGV:

Lat: 40,854687 – Long: 14,256439

Gli stati limite considerati, sono Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per i quali si ricavano i valori riportati di seguito:

Stato limite	a_g/g	F_0	T_C^*	a_g
Operatività (SLO)	0,0570 (g)	2,337	0,304 s	0,559 m/s²
Danno (SLD)	0,0752 (g)	2,325	0,321 s	0,738 m/s²
Salvaguardia vita (SLV)	0,1954 (g)	2,410	0,339 s	1,916 m/s²
Collasso (SLC)	0,2444 (g)	2,496	0,341 s	2,398 m/s²

In riferimento alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si è considerato:

Categoria di sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

In accordo con la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo si adottano inoltre i parametri dell'azione sismica di riferimento riassunti di seguito:

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_S Amp. Stratigrafica	1,5000	1,500	1,417	1,334
C_C Coef. Funz. Categoria	1,5561	1,527	1,500	1,497
S_T Amp. Topografica	1,0000	1,000	1,000	1,000
S Amp. Sito $S=S_S*S_T$	1,5000	1,5000	1,4175	1,3339

Per lo stato limite di esercizio, lo spettro da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento PVR considerata. Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali del sisma valutati con riferimento ad uno smorzamento convenzionale del 5% sono:

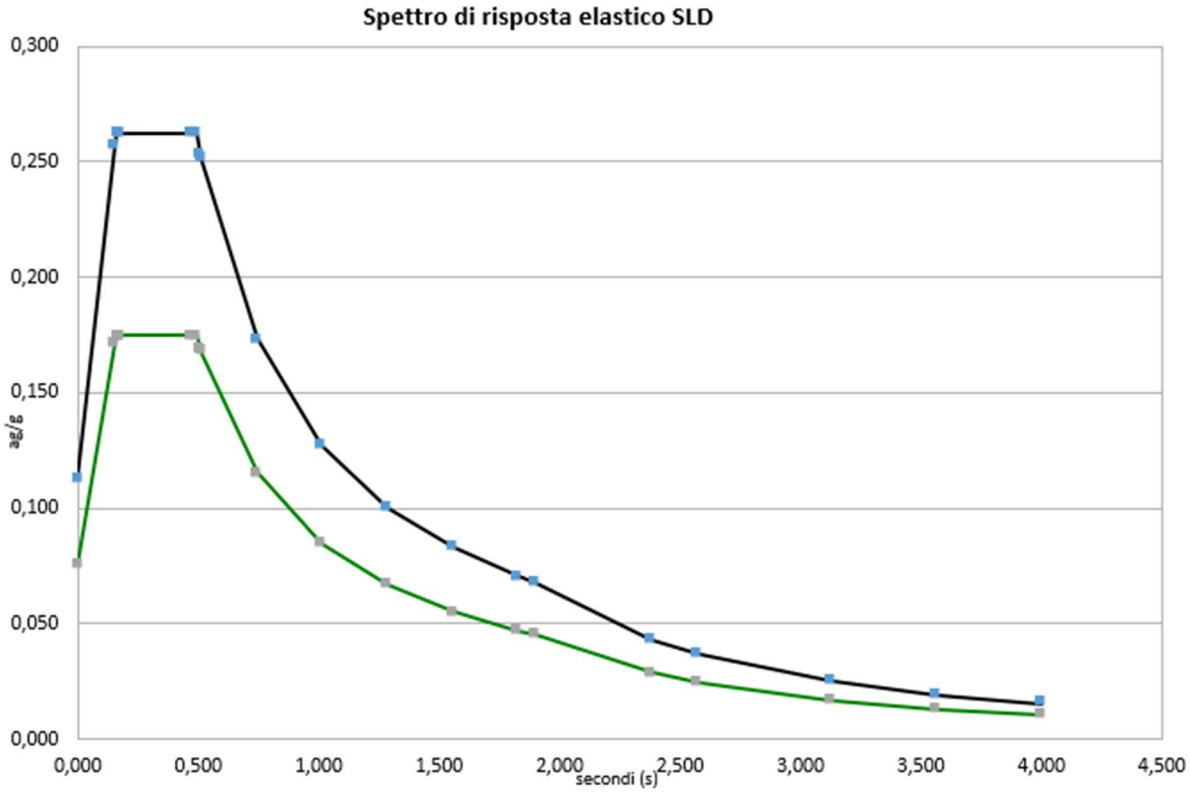


fig.8. Spettro di risposta elastico SLD

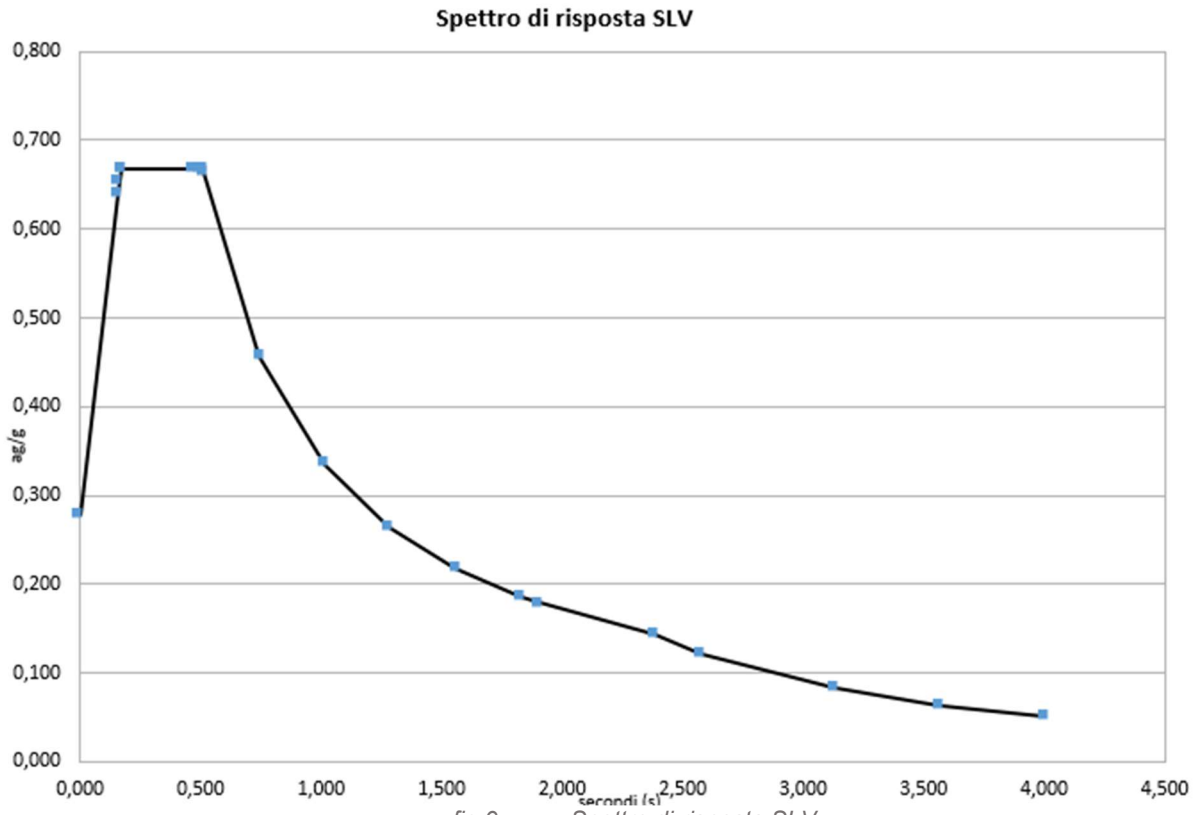


fig.9. Spettro di risposta SLV

Spettro di progetto allo SLV e SLD

Lo spettro di progetto allo Stato Limite Ultimo, si ricava dallo spettro elastico riducendo le ordinate, mediante il fattore di comportamento q per tenere conto della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale, dalla classe di duttilità, dalla regolarità in elevazione e dal numero di piani. Esso viene calcolato mediante la formula:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto $\alpha u / \alpha 1$ tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura un

meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari.

Per il fabbricato in esame, trattandosi di edificio esistente si è fatto riferimento a quanto riportato al punto C.8.5.5.1 della Circolare. In particolare, per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore *q*, si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:

1) $q=2,0\ \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni
2) $q=1,75\ \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiale con percentuale di foratura >15%

Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%.

I coefficienti α_1 a α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello raggiunge la sua resistenza ultima;

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale, per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

La normativa fornisce i seguenti valori del rapporto α_u/α_1:

- costruzioni di muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1=1,7$
- costruzioni di muratura armata $\alpha_u/\alpha_1=1,5$

- costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità α_u/α_1=1,3
- costruzioni di muratura confinata α_u/α_1=1,6
- costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità α_u/α_1=1,
- Per la costruzione in oggetto si è assunto, a vantaggio di sicurezza, un valore del rapporto α_u/α_1 pari a 1,5.

Al fine di determinare il parametro q si riporta l'analisi di regolarità della costruzione

Verifica di regolarità

a) Configurazione in pianta compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione delle masse e delle rigidezze:

- Con riferimento al giudizio da esprimere sulla compattezza della generica pianta della struttura in esame, la succitata norma, riprendendo la definizione contenuta nell'Eurocodice-8 al punto 4.2.3 e più precisamente al punto 4.2.3.2 "Criteri per la regolarità in pianta", recita quanto segue "La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento". Per il caso in esame la verifica è da ritenersi **non**

soddisfatta, poiché la distribuzione di massa e rigidezza non è approssimativamente simmetrica rispetto ai due assi di simmetria.

b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto < 4:

- Per eseguire tale valutazione, si considera il rettangolo circoscritto alla struttura:
  Rapporto = 105 m / 86 m = 1,22< 4
  La verifica **è soddisfatta**.

c) Solai infinitamente rigidi:

- I solai di piano risultano essere costituiti da volte in muratura di spessore variabile e solai in latero cemento con soletta superiore con spessore vario; per tali condizioni non si ritiene di poter considerare gli impalcati infinitamente rigidi, pertanto la verifica è **non soddisfatta**.

d) Elementi resistenti dell'edificio (telai o pareti) estesi per tutta l'altezza dell'edificio:

- Si tratta di verificare che tutte le strutture sismo-resistenti verticali si sviluppino a partire dalle fondazioni e senza interruzioni per tutta l'altezza dell'edificio o fino alla sommità della rispettiva parte allorché fossero presenti arretramenti a differenti altezze. Nel caso in esame la condizione appena esposta **non risulta verificata**, dato che non tutti gli elementi sismo resistenti raggiungono la sommità dell'edificio.

e) Variazioni di massa tra piani inferiori al 25%; variazioni di rigidezza tra piano inferiore e superiore non diminuisce più del 30% e non aumenta più del 10%:

- La variazione di rigidezza e di massa non rispetta i limiti imposti, pertanto la verifica risulta **non soddisfatta**.

f) Rapporto tra capacità e domanda allo SLV non varia tra gli orizzontamenti:

- La verifica non è soddisfatta

g) Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio rispettano i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro è minore del 30% della dimensione del primo orizzontamento e del 10% della dimensione dell'orizzontamento sottostante:

- Nel caso in esame la condizione appena esposta risulta verificata. Difatti il fabbricato presenta restringimenti graduali degli impalcati entro i limiti imposti. La verifica risulta, pertanto, **soddisfatta**.

REGOLARITA' IN PIANTA		
REQUISITI	SODDISFATTO	
	SI	NO
Configurazione in pianta compatta e simmetrica		X
Rapporto tra i lati di un rettangolo circoscritto <4	X	
Orizzontamenti rigidi		X
La costruzione risulta NON regolare in pianta		

REGOLARITA' IN ALTEZZA		
REQUISITI	SODDISFATTO	
	SI	NO
Sistemi resistenti alle azioni orizzontali continui per tutta l'altezza		X
Massa e rigidezza costanti		X
Rapporto tra capacità e domanda allo SLV non varia tra gli orizzontamenti		X
Restringimenti graduali	X	

La costruzione risulta NON regolare in altezza

Dalla tabella precedente si evince che l'edificio in oggetto risulta NON REGOLARE in pianta e NON REGOLARE in elevazione, per cui il valore di q sarà pari a:

$$q=2,0\ \alpha_u/\alpha_1= (2,0 \cdot 1,5)-25\%= 2,25$$

In definitiva il **fattore di comportamento** assunto è pari a **q=2,25**.

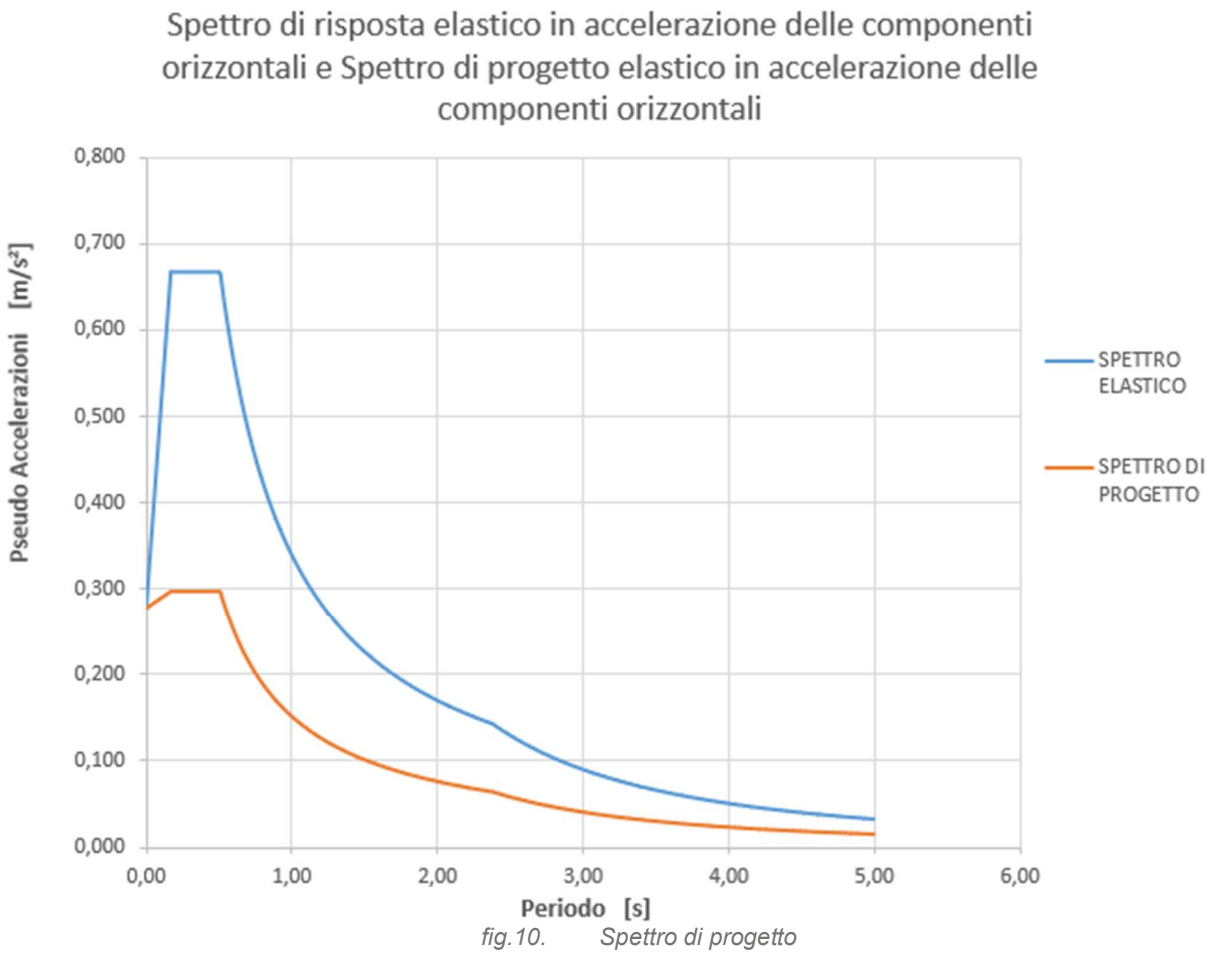


fig.10. Spettro di progetto

Storia sismica del sito

La storia sismica della struttura in oggetto è stata ricostruita facendo uso del database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani (DBMI15). Nel corso della sua storia, tenuto conto dell'epoca di costruzione, l'edificio è stato sottoposto ad eventi sismici di una certa intensità. Come intensità rilevante e recente, si segnala quella registrata durante il terremoto del 1980 (Irpinia-Basilicata) di intensità 7. Tutte le registrazioni degli eventi sismici sono riportate nel grafico che segue.

Napoli

PlaceID	IT_60182
Coordinates (lat, lon)	40.849, 14.250
Municipality (ISTAT 2015)	Napoli
Province	Napoli
Region	Campania
No. of reported earthquakes	183

Effects	Reported earthquakes									
Int.	Year	Mo	Da	Ho	Mi	Se	Epicentral area	NMDP	Io	Mw
8	1456	12	05				Appennino centro-meridionale	199	11	7.19
8	1688	06	05	15	30		Sannio	215	11	7.06
7-8	1349	09	09				Lazio-Molise	24	10	6.80
7-8	1386	03	17				Napoli	1	7-8	3.75
7-8	1805	07	26	21			Molise	220	10	6.68
7	1293	09	04				Sannio-Matese	6	8-9	5.80
7	1456	12	30	08	20		Appennino centro-meridionale	2		
7	1561	07	31	20	10		Penisola sorrentina	5	8	5.56
7	1694	09	08	11	40		Irpinia-Basilicata	251	10	6.73
7	1732	11	29	07	40		Irpinia	183	10-11	6.75
7	1930	07	23	00	08		Irpinia	547	10	6.67
7	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
6-7	1575	06	05	20	30		Napoli	2	5-6	3.25
6-7	1756	10	22	14			Napoletano	5	6-7	3.50
6-7	1875	12	06				Gargano	97	8	5.86
6-7	1962	08	21	18	19		Irpinia	562	9	6.15
D	1280						Napoli	1		
6	1457	01	08				Napoli	1	6	3.37

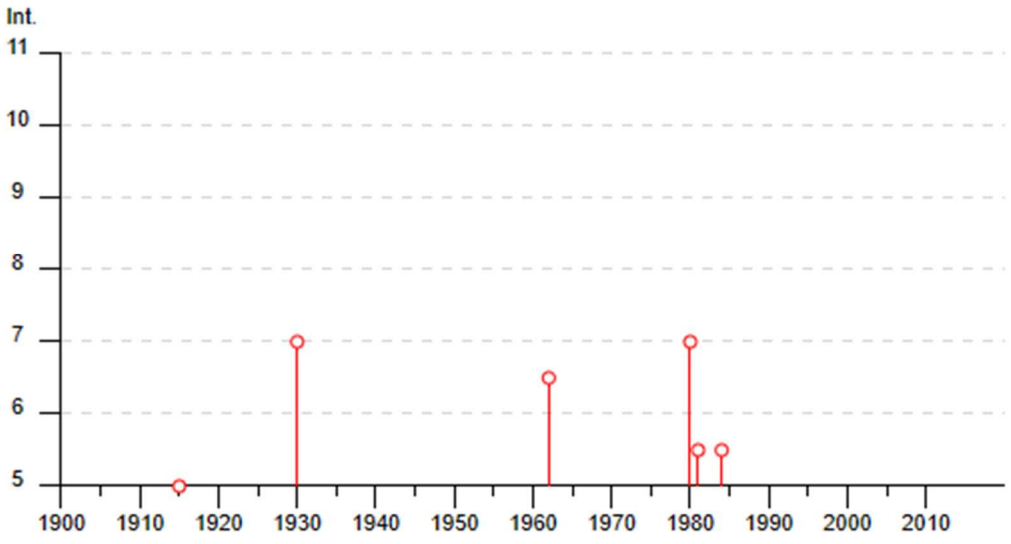


fig.11. Catalogo Parametrico dei Terremoti italiani

Legenda:
NMDP: Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto
I_o: Intensità epicentrale (espressa in Scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg)
M_w: Magnitudo momento

Combinazioni di carico

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (per cui si rimanda al par. 2.5.3 delle NTC2018):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**):
  $\gamma_{G1}G_1+ \gamma_{G2}G_2+ \gamma_{Q1}Q_{k1}+ \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2}+ \gamma_{Q3}\Psi_{03}Q_{k3}+\ldots;$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta "rara", generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (**SLE-rara**):
  $G_1+G_2+Q_{k1}+\Psi_{02}Q_{k2}+ \Psi_{03}Q_{k3}+\ldots;$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE-frequente**):
- $G_1+G_2+\Psi_{11}Q_{k1}+\Psi_{22}Q_{k2}+\Psi_{23}Q_{k3}+\ldots;$
- Combinazione quasi permanente impiegata per gli effetti a lungo termine (**SLE-quasi permanente**):
- $G_1+G_2+\Psi_{21}Q_{k1}+\Psi_{22}Q_{k2}+\Psi_{23}Q_{k3}+\ldots;$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (**Sismica**):
- $E+G_1+G_2+\Psi_{21}Q_{k1}+\Psi_{22}Q_{k2}+\ldots;$

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con". Il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti Ψ_{0j}, Ψ_{1j} e Ψ_{2j} sono riportati in tabella 2.5.I delle NTC ed il valore dei coefficienti parziali di sicurezza γ sono riportati in tabella 2.6.I delle NTC.

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

fig.12. Tab.2.5.I dalle NTC2018

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

fig.13. Tab.2.6.I dalle NTC2018

Criteri di calcolo

La campagna indagini ha evidenziato la carenza di connessioni tra pareti ortogonali con la conseguente possibilità di attivazione di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano.

Per la definizione dei criteri di modellazione ed analisi si è fatto riferimento a quanto riportato nelle NTC 2018 (§8.7.1 delle NTC) secondo cui "*nelle costruzioni esistenti in muratura si possono manifestare meccanismi, sia locali, sia globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente fuori del loro piano medio; essi sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti, sia tra pareti e orizzontamenti, sia negli incroci tra pareti. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano medio. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo*".

La strategia progettuale, prevedendo esclusivamente interventi di tipo locale, consiste nel valutare esclusivamente il comportamento di porzioni limitate del fabbricato senza eseguire una modellazione globale dell'intero edificio, in accordo anche con quanto riportato nella Circolare Ministeriale.

Valutazione della sicurezza – Carichi verticali

La circolare n.7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP., al §C8.3 "Valutazione della sicurezza" precisa che la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono quale parametro che costituisce fattore indicativo per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo, oltre l'indice ζ_E anche l'indice $\zeta_{V,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Nei paragrafi che seguono si riportano le verifiche condotte e la conseguente determinazione del parametro ζ_v. Le analisi sono state condotte su:

- Solai in putrelle e tavelloni:
    - Caso 1
    - Caso 2
- Elementi in muratura

Solai in putrelle e tavelloni – caso 1

Come disposto dalle norme e dalla relativa circolare, la valutazione è stata effettuata considerando il sovraccarico massimo verticale variabile che si utilizzerebbe nel caso di nuova costruzione; nel caso in esame si è assunto:

$Q = 300\ kg/m^2$.

L'orizzontamento in esame è composto da un solaio in putrelle IPE 140 poste ad interasse pari a circa 90 cm e tavelloni in laterizio.

Si è considerata la condizione più gravosa pari ad una luce netta di l = 360 cm.

Per le verifiche si è considerato uno schema di trave in semplice appoggio che restituisce le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

$M_{Ed} = 800\ kgm = 8\ kNm$

$V_{Ed} = 875\ kg = 8{,}75\ kN$

Si riporta la verifica condotta:

Verifiche resistenza NTC 2018 - §4.2						
Verifica a trazione (§4.2.4.1.2.1)		$N_{pl,Rd}$ =	367,63	N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
Verifica a compressione (§4.2.4.1.2.2)		$N_{c,Rd}$ =		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =		
Verifica a flessione retta (§4.2.4.1.2.3)		$M_{y,c,Rd}$ =	19,77	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,c,Rd}$ =	**0,40**	**verifica soddisfatta**
		$M_{z,c,Rd}$ =	4,31	$M_{y,Ed}$ / $M_{z,c,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4)		$V_{z,c,Rd}$ =	98,75	$V_{z,Ed}$ / $V_{z,c,Rd}$ =	**0,09**	**verifica soddisfatta**
		$V_{y,c,Rd}$ =	135,61	$V_{y,Ed}$ / $V_{y,c,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
Verifica a flessione-taglio (§4.2.4.1.2.6)		$M_{y,V,Rd}$ =	16,94	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,V,Rd}$ =	**0,47**	**verifica soddisfatta**
		$M_{z,V,Rd}$ =	0,00	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,V,Rd}$ =	**#DIV/0!**	#DIV/0!
Verifica a presso/tenso-flessione retta (§4.2.4.1.2.7)	Sez. Classe 1-2	$M_{N,y,Rd}$ =	19,77	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,N,Rd}$ =	**0,40**	**verifica soddisfatta**
		$M_{N,z,Rd}$ =	4,31	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,N,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{My,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
		$\lvert\sigma_{Mz,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a presso/tenso-flessione deviata (§4.2.4.1.2.8)	Sez. Classe 1-2	$(M_{y,Ed} / M_{y,N,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{z,N,Rd})^{5n}$ =			**0,40**	**verifica soddisfatta**
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a flessione-taglio-sforzo assiale (§4.2.4.1.2.9)		$M_{y,N+V,Rd}$ =	19,77		**0,40**	**verifica soddisfatta**
		$M_{z,N+V,Rd}$ =	4,31		**0,00**	**verifica soddisfatta**
Verifiche stabilità NTC 2018 - §4.2						
Verifica stabilità aste compresse (§4.2.4.1.3.1)		$N_{y,b,Rd}$ =	317,02	N_{Ed} / $N_{y,b,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
		$N_{z,b,Rd}$ =	59,00	N_{Ed} / $N_{z,b,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**
Verifica stabilità travi inflesse (§4.2.4.1.3.2)		$M_{y,b,Rd}$ =	9,62	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,b,Rd}$ =	**0,83**	**verifica soddisfatta**
		$M_{z,b,Rd}$ =	4,12	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,b,Rd}$ =	**0,00**	**verifica soddisfatta**

Come visibile, le verifiche risultano soddisfatte, pertanto il parametro ζ_v risulta essere > 1.

Solai in putrelle e tavelloni – caso 2

Come disposto dalle norme e dalla relativa circolare, la valutazione è stata effettuata considerando il sovraccarico massimo verticale variabile che si utilizzerebbe nel caso di nuova costruzione; nel caso in esame si è assunto:

Q = 300 kg/m^2.

L'orizzontamento in esame è composto da un solaio in putrelle IPE 140 poste ad interasse pari a circa 90 cm e tavelloni in laterizio.

Si è considerata la condizione più gravosa pari ad una luce netta di l = 550 cm.

Per le verifiche si è considerato uno schema di trave in semplice appoggio che restituisce le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

M_{Ed} = 1860 kgm = 18,60 kNm

V_{Ed} = 1340 kg = 13,40 kN

Si riporta la verifica condotta:

Verifiche resistenza NTC 2018 - §4.2						
Verifica a trazione (§4.2.4.1.2.1)		$N_{pl,Rd}$ =	367,63	N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a compressione (§4.2.4.1.2.2)		$N_{c,Rd}$ =		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =		
Verifica a flessione retta (§4.2.4.1.2.3)		$M_{y,c,Rd}$ =	19,77	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,c,Rd}$ =	0,94	verifica soddisfatta
		$M_{z,c,Rd}$ =	4,31	$M_{y,Ed}$ / $M_{z,c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4)		$V_{z,c,Rd}$ =	98,75	$V_{z,Ed}$ / $V_{z,c,Rd}$ =	0,14	verifica soddisfatta
		$V_{y,c,Rd}$ =	135,61	$V_{y,Ed}$ / $V_{y,c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a flessione-taglio (§4.2.4.1.2.6)		$M_{y,V,Rd}$ =	17,55	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,V,Rd}$ =	1,06	verifica non soddisfatta
		$M_{z,V,Rd}$ =	0,00	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,V,Rd}$ =	#DIV/0!	#DIV/0!
Verifica a presso/tenso-flessione retta (§4.2.4.1.2.7)	Sez. Classe 1-2	$M_{N,y,Rd}$ =	19,77	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,N,Rd}$ =	0,94	verifica soddisfatta
		$M_{N,z,Rd}$ =	4,31	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,N,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{My,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
		$\lvert\sigma_{Mz,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a presso/tenso-flessione deviata (§4.2.4.1.2.8)	Sez. Classe 1-2	$(M_{y,Ed} / M_{y,N,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{z,N,Rd})^{5n}$ =			0,94	verifica soddisfatta
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a flessione-taglio-sforzo assiale (§4.2.4.1.2.9)		$M_{y,N+V,Rd}$ =	19,77		0,94	verifica soddisfatta
		$M_{z,N+V,Rd}$ =	4,31		0,00	verifica soddisfatta
Verifiche stabilità NTC 2018 - §4.2						
Verifica stabilità aste compresse (§4.2.4.1.3.1)		$N_{y,b,Rd}$ =	239,48	N_{Ed} / $N_{y,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
		$N_{z,b,Rd}$ =	26,70	N_{Ed} / $N_{z,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica stabilità travi inflesse (§4.2.4.1.3.2)		$M_{y,b,Rd}$ =	6,56	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,b,Rd}$ =	2,84	verifica non soddisfatta
		$M_{z,b,Rd}$ =	3,99	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta

Come visibile, le verifiche risultano NON soddisfatte, pertanto si procede alla determinazione del massimo sovraccarico sopportabile dal solaio in questione ed alla conseguente determinazione del parametro ζ_v.

Per l'orizzontamento in questione si ottiene che il sovraccarico ammissibile massimo è pari a 286 kg/m^2, pertanto si ricava il parametro ζ_v:

$$\zeta_v = \frac{286}{300} = 0{,}95 < 1$$

Come discusso nei paragrafi successivi, per i suddetti orizzontamenti si prevedono gli opportuni interventi di rinforzo.

Verifiche su muratura

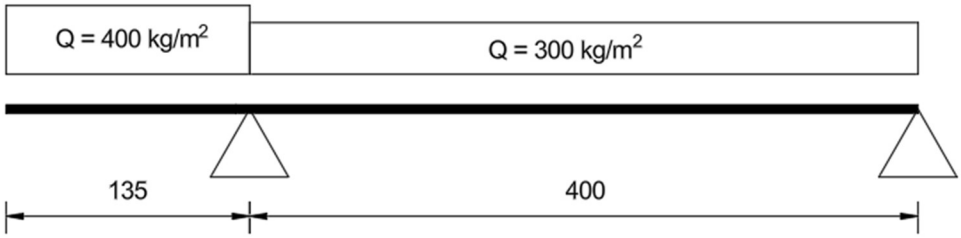
Per le verifiche sulla muratura sono state considerate due condizioni differenti:

- Verifica muratura a carico concentrato
- Verifica muratura a carico distribuito

Nei paragrafi che seguono si riportano i calcoli condotti.

Valutazione carico concentrato

Per la verifica è stata considerata la condizione più gravosa derivante da uno schema di trave in semplice appoggio con sbalzo.



Dai calcoli condotti si ottiene:

V_{Ed} = 1700 kg = N_{Ed} (carico concentrato sulla muratura)

Si riporta la verifica condotta:

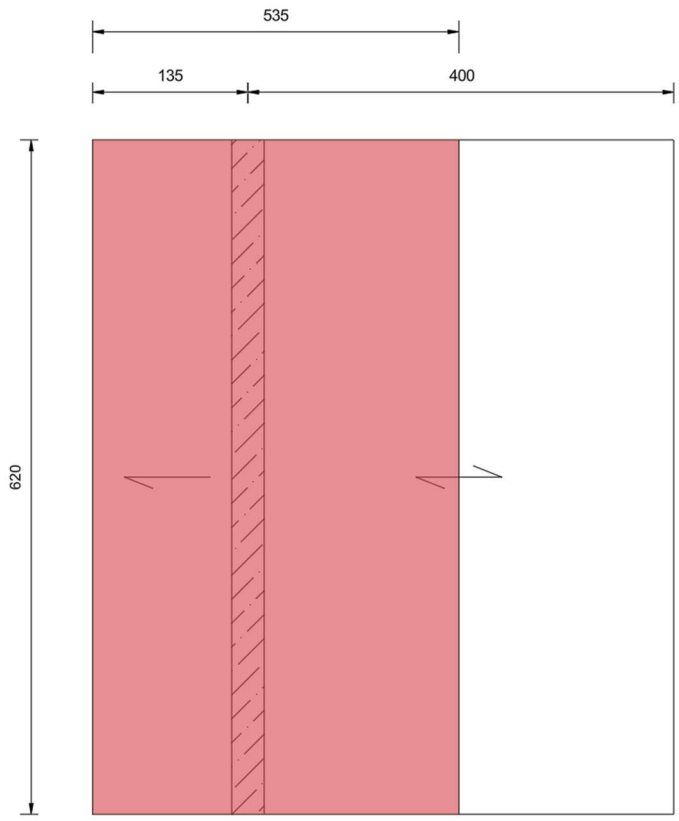
VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
f_m [N/cm^2]	212,00	Resistenza media a compressione
γ_m	3,00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1,20	Fattore di confidenza
f_d [N/cm^2]	58,89	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	7,30	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	45,00	profondità appoggio carico
A_b [cm^2]	328,50	impronta del carico sul muro
H [cm]	300,00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
a_1 [cm]	50,00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
s [cm]	45,00	spessore del muro
l_{ef} [cm]	143,90	larghezza effettiva della parete portante
A_{eff} [cm^2]	722,70	area efficace
βmax[cm]	1,33	massimo valora di beta utilizzabile
β [cm]	1,05	coefficiente amplificatico di diffusione
VERIFICA		
N_{Rdc} [kN]	20,31	Resistenza a compressione per carichi concentrati
N_{Edc} [kN]	17,00	Carico di progetto applicato
VERIFICA SODDISFATTA		

Pertanto il parametro $\zeta_v > 1$.

Valutazione carico distribuito

Per la verifica è stata considerata la condizione più gravosa derivante da uno schema di trave in semplice appoggio con sbalzo da cui si è ottenuta l'area di influenza riportata nell'immagine successiva e pari a:

$$A_{inf} = 21 \text{ m}^2$$



Individuazione area di influenza

Dai calcoli condotti si ottiene:

N_{Ed} = 11025 kg = 110250 N

Per la verifica puntuale della muratura si è fatto riferimento al par.4.5.6.4 delle NTC 2018 secondo cui si può ritenere soddisfatta la verifica se:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dove:

- N_{Ed}= 17000 N
- A area di impronta

Dai calcoli condotti si ottiene:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} = 0{,}04\ MPa \leq \frac{f_k}{\gamma_M}\ 0{,}86\ MPa$$

Pertanto il parametro $\zeta_v > 1$.

Analisi Locale - Meccanismi locali

Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita di travi dalle sedi di appoggio.

Più nello specifico, il rilievo dello stato dei luoghi ha messo in evidenza l'assenza di un efficace ammorsamento tra le pareti ortogonali del fabbricato oltre alla mancanza di un elemento di piano (cordolo) in grado di connettere le varie pareti murarie.

La sussistenza di tali carenze strutturali compromette il comportamento scatolare dell'edificio atto a scongiurare l'attivazione di meccanismi di collasso locale rendendo necessario lo sviluppo di un'analisi locale al fine di individuare i cinematismi potenzialmente attivabili.

Ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni ed elementi di connessione; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

L'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica ad un grado di libertà. Le ipotesi adottate per modellare tale tipo di meccanismo locale sono le seguenti:

- Resistenza della muratura a trazione nulla;
- Scorrimento tra i blocchi assente;
- Resistenza della muratura a compressione infinita.

La scelta della tipologia di cinematismi viene effettuata sulla base di due parametri:

1. Quadro fessurativo
2. Analisi globale del fabbricato.

Il quadro fessurativo della struttura fornisce importanti indicazioni relativamente al possibile innesco di meccanismi locali di primo modo: lesioni pregresse, distacco delle coperture o dei solai dalle pareti, fuori piombo.

L'analisi globale del fabbricato fornisce, invece, importanti indicazioni relativamente ai possibili spostamenti della struttura, valutando in funzione della geometria i modi principali di vibrazione del manufatto, consentendo al progettista di individuare fenomeni locali o porzioni interessate da spostamenti anomali.

In quest'ottica sono stati individuati alcuni meccanismi significativi per la struttura in esame.

Le verifiche sono condotte mediante l'analisi limite dell'equilibrio, modellando la porzione di struttura in esame come una serie di elementi murari rigidi che, sottoposti alle sollecitazioni statiche o sismiche, possono formare una catena cinematica e perdere l'equilibrio mettendosi in moto gli uni rispetto agli altri. L'attivazione del meccanismo si avrà una volta raggiunto un valore limite di sollecitazione orizzontale.

L'**analisi cinematica lineare** consente di determinare le condizioni di **attivazione del cinematismo**, ossia il valore dell'azione sismica in grado di far perdere l'equilibrio alla

catena cinematica. La sollecitazione determinata mediante l'analisi cinematica lineare rappresenta la capacità di resistere che ha la porzione di struttura in oggetto che sarà poi confrontata con il sisma di progetto, opportunamente ridotto del fattore q. La verifica consiste quindi nell'accertarsi che la capacità sia superiore alla domanda.

La procedura si sviluppa nei seguenti punti:

- Individuazione e modellazione del cinematismo di collasso;
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del cinematismo;
- Determinazione della curva α-d_c (essendo d_c lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- Trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale α in funzione dello spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà;
- Esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone, quindi, l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione.

Metodo di calcolo

Le analisi dei meccanismi di collasso vengono sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo, come descritto al paragrafo C8.7.1.2. *MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA* della circolare n°7. 21/01/2019.

Analisi cinematica lineare

I meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le normative suggeriscono di effettuare le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, basato sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. Nel caso di analisi cinematica le strutture murarie sono considerate costituite da macroelementi indeformabili (o da corpi rigidi) ignorando quindi la deformabilità del materiale, che permette le verifiche di tipo statico. L'analisi ha lo scopo di valutare le condizioni di equilibrio limite dei macroelementi sollecitati dal sisma, trascurando la resistenza a trazione della muratura. La costruzione va studiata per individuare, sulla base dell'organizzazione strutturale, delle sue carenze e del suo stato di fatto, i meccanismi che possono essere attivati.

Si ricorda che per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo in generale richiede i seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione, mediante analisi cinematica lineare, del moltiplicatore orizzontale dei carichi $\alpha 0$ che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione, mediante analisi cinematica non lineare, dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento dk di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a* e spostamento d* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Oltre alla resistenza nulla a trazione della muratura, per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

− assenza di scorrimento tra i blocchi;

− resistenza a compressione infinita della muratura.

Con l'analisi cinematica lineare, assegnata una rotazione virtuale ϑk al generico blocco k, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_o si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{n} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{n} (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

dove:

− N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;

− m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;

− P_k è la risultante delle forze peso applicate al k-esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);

− Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

− F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attritive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);

− $\delta_{py,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate Pk, agenti sul k-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;

− $\delta_{F,k}$ è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna Fk, proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);

− $\delta_{PQ,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(Pk+Qk)$ agenti sul k-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;

− Li è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Analisi cinematica non lineare

L'evoluzione del cinematismo si segue per via analitico - numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite e aggiornando la geometria variata del sistema: fissata una rotazione finita ϑk, si può determinare il moltiplicatore α ad essa

corrispondente così come fatto nel caso della configurazione iniziale del sistema, tenendo però conto della variazione della geometria. Tramite relazioni trigonometriche, supponendo che le azioni restino costanti, è possibile ricavare le espressioni per i bracci delle forze agenti in funzione della rotazione ϑk che si fa compiere alla struttura e seguire la variazione del coefficiente α fino al suo annullamento.

Aumentando l'angolo di rotazione, si ha una diminuzione del braccio delle forze verticali rispetto alla cerniera cilindrica (per alcuni valori di ϑ_k, il punto di applicazione di alcune forze esce dal filo della parete su cui si trova il polo di rotazione e, in questi casi, il momento generato da tali forze, che diventano instabilizzanti, sarà negativo, contribuendo alla diminuzione del momento resistente) e un aumento del braccio delle forze orizzontali: ne consegue una diminuzione del momento stabilizzante, che in una certa configurazione arriva ad annullarsi, e un aumento del momento ribaltante. A questo corrisponde, per quanto detto, una diminuzione del coefficiente α, che si annullerà in quella configurazione in cui è nullo il momento resistente.

È possibile determinare l'angolo ϑ_{k0} (cui corrisponde lo spostamento dk0 del punto di controllo considerato) che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante Ms.

Verifiche eseguite

Verifica SLD e SLV con analisi lineare a quota zero

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_g che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo soddisfa la seguente disuguaglianza:

SLD: $$a_{g,SLD} \geq \frac{a_g \cdot S}{q_{SLD}}$$

SLV: $$a_{g,SLV} \geq \frac{a_g \cdot S}{q_{SLV}}$$

Verifica SLD e SLV con analisi lineare a quota sopraelevata

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento posto ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo, una approssimazione accettabile consiste nel verificare (oltre alle precedenti) che:

SLD: $$a_{z,SLD} \geq a_z(z)$$

SLV: $$a_{z,SLV} \geq \frac{a_z(z)}{q_{SLV}}$$

dove:

$$a_z(z)=\sqrt{\sum_k (a_{z,k}(z))^2} \qquad a_{z,k}(z)=S_e(T_k,\xi_k)\gamma_k\psi_k\sqrt{1+0.0004\xi_k^2}$$

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo du* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante Ts.

Cinem. quota zero: $$d_u^* \geq S_{De}(T_{SLV})$$

Cinem. quota sopraelevata:

$$d_u^* \geq S_{ez}(T_{SLV},\xi,z)\frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2}$$

dove:

$$S_{ez}(T_{SLV},\xi,z)=1.1\xi^{-0.5}\eta(\xi)a_{z,k}(z)$$

Metodo di calcolo adottato per i meccanismi locali

Meccanismo di ribaltamento semplice

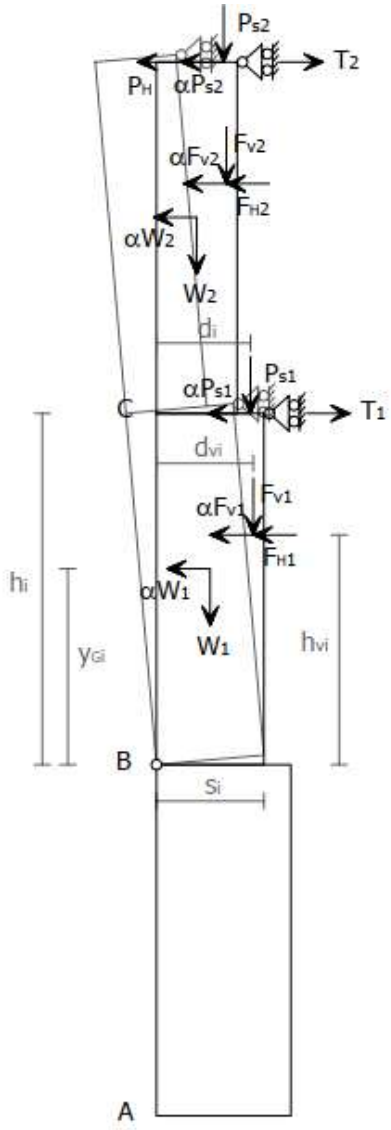


fig.14. Meccanismo di ribaltamento semplice

- *n* è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo;
- F_{vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

- F_{hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i-esimo;

- P_{si} è il peso del solaio agente sulla parete all'iesimo piano calcolato in base all'area di influenza;

- s_i è lo spessore della parete all'i-esimo piano;

- h_i è l'altezza della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- h_{vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- d_i è la distanza orizzontale della cerniera cilindrica del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete del piano i-esimo;

- d_{vi} sono le distanze orizzontali della cerniera cilindrica dei punti di applicazione delle forzi F_{vi};

- y_{gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

$$M_s = \sum_{i=1}^{n} W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{si} d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i h_i$$

$$M_R = \alpha \left[\sum_{i=1}^{n} W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{si} d_i \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_H h_i$$

Uguagliando i termini ricaviamo il moltiplicatore di collasso

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{si} d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i h_i - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} h_{Vi} - \sum_{i=1}^{n} P_H h_i}{\left[\sum_{i=1}^{n} W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{si} d_i \right]}$$

Meccanismo di flessione verticale

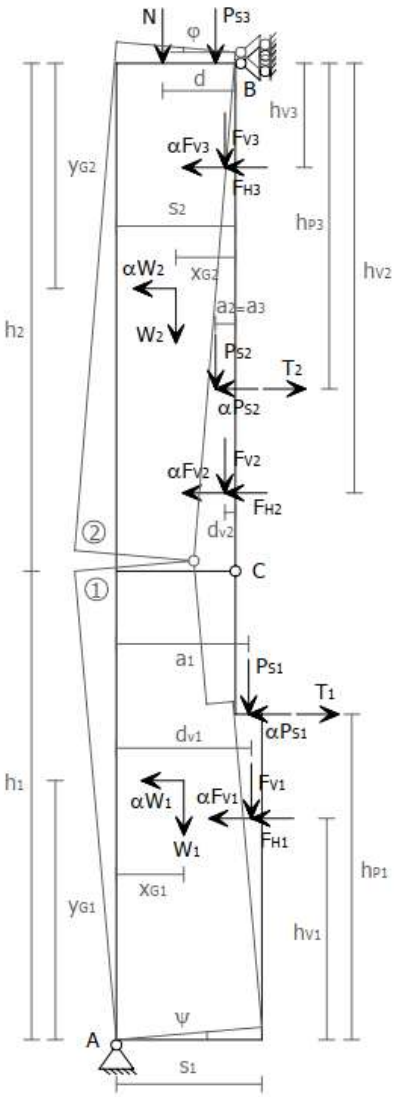


fig.15. Meccanismo di flessione verticale

- *n* è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo;
- F_{vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

- F_{hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i-esimo;

- N è il peso trasmetto al corpo 2 dalle murature superiori;

- h_{pi} è la distanza verticale del punto di applicazione del carico trasmesso dal solaio i-esimo rispetto al polo di riduzione del macro-elemento su cui poggia;

- P_{si} è il peso del solaio agente sulla parete all'i esimo piano calcolato in base all'area di influenza;

- s_i è lo spessore della parete all'i-esimo piano;

- h_i è l'altezza del macro-elemento i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- h_{vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- d_i è la distanza orizzontale della cerniera cilindrica del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete del piano i-esimo;

- d_{vi} sono le distanze orizzontali della cerniera cilindrica dei punti di applicazione delle forzi F_{vi};

- y_{gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica del meccanismo;

- a_i è la distanza orizzontale del punto di applicazione del carico trasmesso dai solai rispetto al polo di riduzione del macroelemento coinvolto;

- α è il moltiplicatore delle forze orizzontali.

Applicando l'equazione dei lavori virtuali si ha:

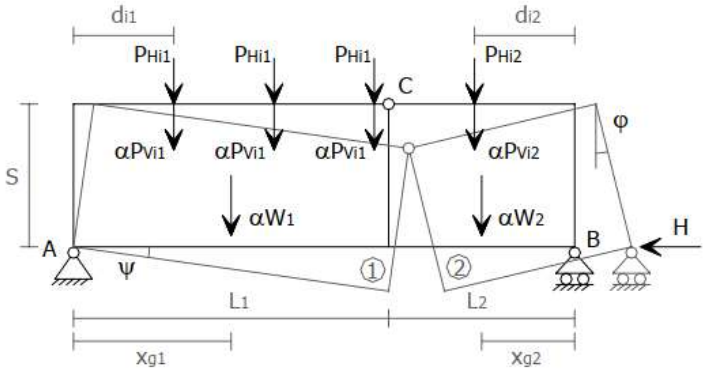
$$\alpha\left[W_1\delta_{1x}+W_2\delta_{2x}+F_{V1}\delta_{V1x}+F_{V2}\delta_{V2x}+P_{s1}\delta_{P1x}\right]+F_{H1}\delta_{V1x}+F_{H2}\delta_{V2x}=$$
$$\left[W_1\delta_{1y}+W_2\delta_{2y}+F_{V1}\delta_{V1y}+F_{V2}\delta_{V2y}+N\delta_{Ny}+P_{s1}\delta_{P1y}+P_{s2}\delta_{P2y}+T\delta_{P1x}\right]$$

Uguagliando i termini ricaviamo il moltiplicatore di collasso

$$\alpha=\frac{E}{W_1 y_{G1}+F_{V1}h_{V1}+P_{s1}h_P+(W_2 y_{G2}+F_{V2}h_{V2})\frac{h_1}{h_2}}$$

$$E=\frac{W_1}{2}s_1+F_{V1}\delta_{V1}+(W_2+P_{s2}+N+F_{V2})s_2+P_{s1}a_1-F_{H1}h_{V1}+Th_p$$
$$+\left(\frac{W_2}{2}s_2-F_{V2}h_{V2}+F_{V2}d_{V2}+Nd+P_{s2}a_2\right)\frac{h_1}{h_2}$$

Meccanismo di flessione orizzontale



- W_i è il peso proprio del macroelemento i-esimo;
- P_{Vi1} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 1;
- P_{Vi2} rappresenta l'i-esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento 2;
- P_{Hi1} è l'i-esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 1;
- P_{Hi2} è l'i-esima spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo 2;
- H rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete, o dalle pareti, di controvento oppure dall'eventuale tirante orizzontale;
- s è lo spessore della parete;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- d_{i1} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo carico che agisce in testa al corpo 1 rispetto al proprio polo di riduzione (cerniera in A);
- d_{i2} è la distanza orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo carico che agisce in testa al corpo 2 rispetto al proprio polo di riduzione (carrello in B);

- x_{Gi} è la distanza orizzontale del baricentro del corpo i-esimo dal proprio polo di riduzione.

L'equazione dei lavori virtuali risulta essere:

$$\alpha\left[W_1\delta_{1y}+W_2\delta_{2y}+\sum_i P_{Vi1}\delta_{Pi1y}+\sum_i P_{Vi2}\delta_{Pi2y}\right]+\sum_i P_{Hi1}\delta_{Pi1y}+\sum_i P_{Hi2}\delta_{Pi2y}-H\delta_{Hx}=0$$

Da cui ricaviamo il moltiplicatore di collasso:

$$\alpha\left[W_1x_{G1}+W_2x_{G2}\frac{L_1}{L_2}+\sum_i P_{Vi1}d_{i1}+\sum_i P_{Vi2}d_{i2}\frac{L_1}{L_2}\right]+\sum_i P_{Hi1}d_{i1}+\sum_i P_{Hi2}d_{i2}\frac{L_1}{L_2}-Hs\left(1+\frac{L_1}{L_2}\right)=0$$

$$\alpha=\frac{-\sum_i P_{Hi1}d_{i1}-\sum_i P_{Hi2}d_{i2}\frac{L_1}{L_2}+Hs\left(1+\frac{L_1}{L_2}\right)}{\left[W_1x_{G1}+W_2x_{G2}\frac{L_1}{L_2}+\sum_i P_{Vi1}d_{i1}+\sum_i P_{Vi2}d_{i2}\frac{L_1}{L_2}\right]}$$

Meccanismi di collasso locale

Di seguito si riportano le verifiche dei meccanismi di collasso locale analizzati

Analisi PARETE A

Nel presente paragrafo si analizza la PARETE A.



fig.16. Inquadramento Parete A

Geometria delle pareti

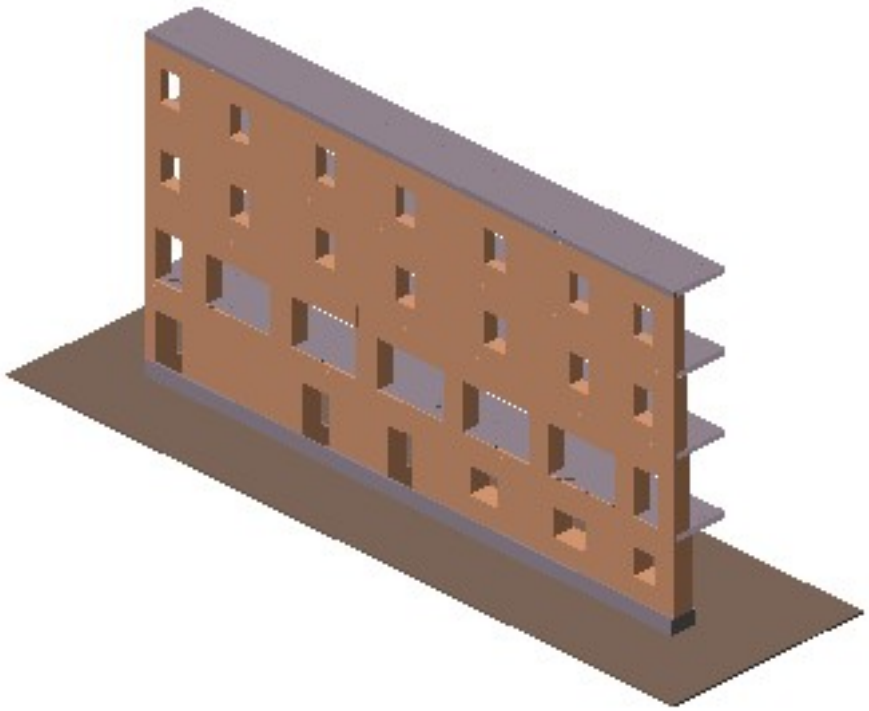


fig.17. Modello 3D della parete

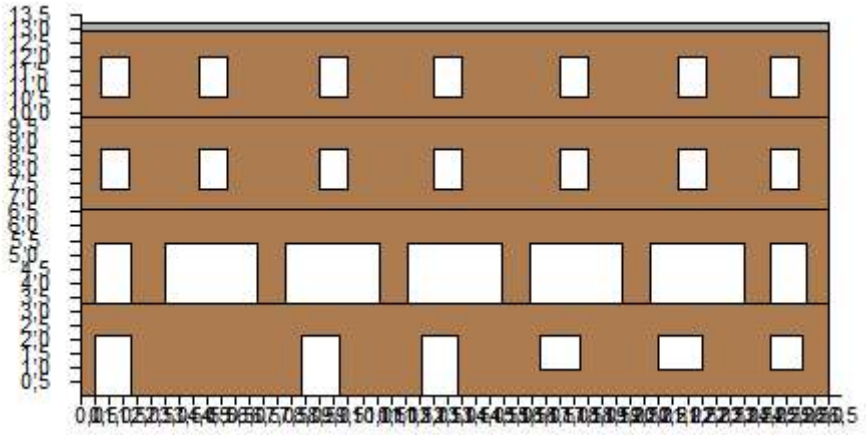


fig.18. Prospetto della parete

Parete 1

Altezza della parete n° 1: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 1: ..... 26,50 [m]
Spessore della parete n° 1: ..... 1,00 [m]
Rientro della parete n° 1: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 1: ..... 1186,80 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 7,80 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,25 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 12,10 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,20 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,45 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,90 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 16,25 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,20 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,60 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,90 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 20,45 [m]

Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,20 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,90 [m]

Posizione dell'apertura: ..... 24,45 [m]

Parete 2

Altezza della parete n° 2: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 2: ..... 26,50 [m]
Spessore della parete n° 2: ..... 0,80 [m]
Rientro della parete n° 2: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 2: ..... 605,95 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 3,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 7,30 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 3,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 11,60 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 3,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 15,90 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 3,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 20,20 [m]

Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 24,45 [m]

Apertura n° 7: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 3,30 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 3,00 [m]

Parete 3

Altezza della parete n° 3: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 3: ..... 26,50 [m]
Spessore della parete n° 3: ..... 0,70 [m]
Rientro della parete n° 3: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 3: ..... 869,68 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 8,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 12,50 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 17,00 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 21,20 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 24,45 [m]

Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 4,20 [m]

Apertura n° 7: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,70 [m]

Parete 4

Altezza della parete n° 4: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 4: ..... 26,50 [m]
Spessore della parete n° 4: ..... 0,50 [m]
Rientro della parete n° 4: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 4: ..... 621,20 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 8,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 12,50 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 17,00 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 21,20 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 24,45 [m]

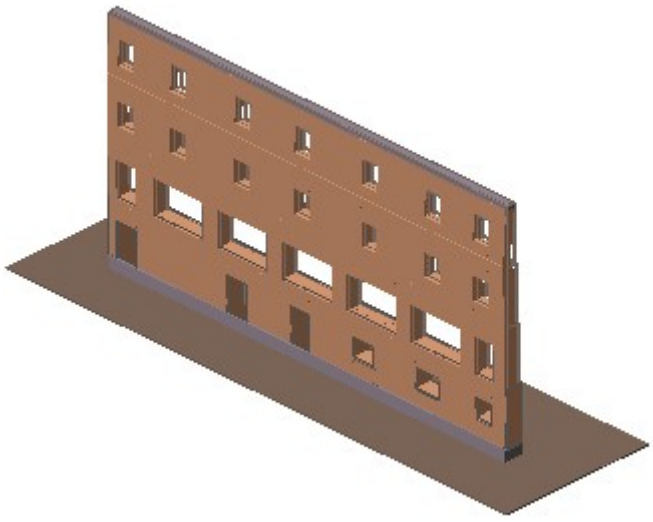
Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]

Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 4,20 [m]

Apertura n° 7: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,00 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,70 [m]

Risultati Meccanismi Locali tramite Analisi Cinematica Lineare e/o Analisi Cinematica Non Lineare

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Multipla a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: ..... 0,00 [m]
Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $y_{(z)}$: ..... 0,000 [-]
Momento Ribaltante M_{rib}: ..... 23845,580 [kN*m]
Momento Stabilizzante M_{st}: ..... 1481,699 [kN*m]
Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali a_0: ..... 0,062 [-]
accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0*: ..... 0,050 [g]

Massa partecipante al cinematismo M*: ..... 417,998 [kN/g]
Frazione di massa partecipante della struttura e*: ..... 0,912 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: ..... 0,074 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD}$ S)/$q_{,SLD}$: ..... 0,111 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{,SLD}$: ..... Non Richiesto
Fattore di verifica a quota zero allo SLD: ..... 2,199 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLD: ..... Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: .....NON VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: .....NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: ..... 0,192 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/$q_{,SLV}$: ..... 0,136 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{,SLV}$: .....Non Richiesto
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: ..... 2,701 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLV: .....Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: .....NON VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: .....NON RICHIESTO

Si evince, quindi, che nella configurazione attuale si ha la probabilità di attivazione di tale meccanismo di collasso.

Si rimanda ai paragrafi successivi (§ Interventi di progetto) per gli interventi locali atti ad impedire l'attivazione del cinematismo in oggetto.

Analisi PARETE B

Nel presente paragrafo si analizza la PARETE B.



fig.19. Inquadramento Parete B

Geometria delle pareti

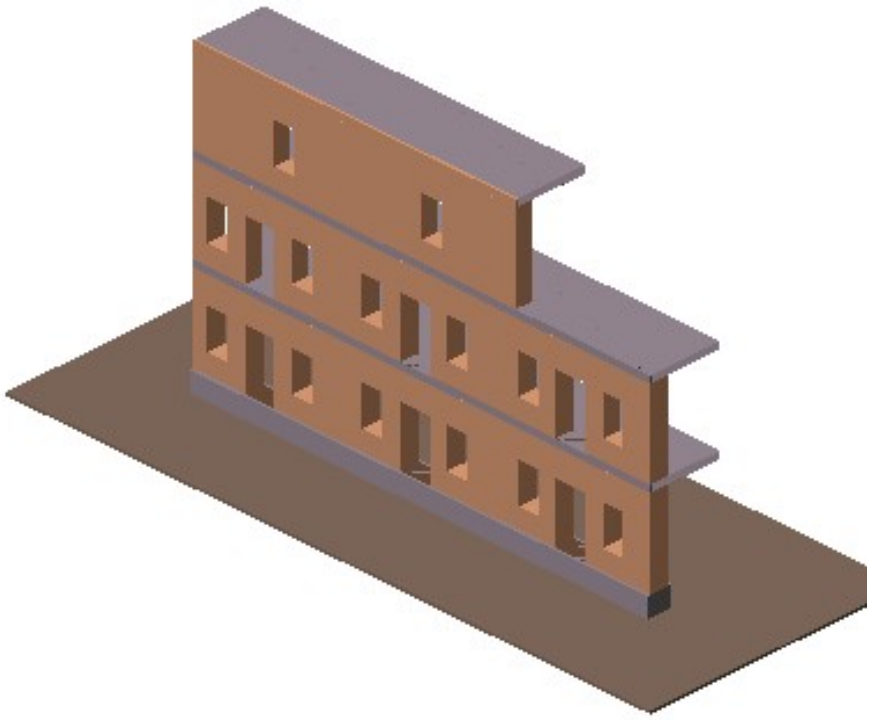


fig.20. *Modello 3D della parete*



fig.21. *Prospetto della parete*

Parete 1

Altezza della parete n° 1: ..... 3,30 [m]

Larghezza della parete n° 1: ..... 17,00 [m]
Spessore della parete n° 1: ..... 0,70 [m]
Rientro della parete n° 1: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 1: ..... 480,14 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 1,90 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 3,65 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 6,25 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 7,70 [m]

Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 9,45 [m]

Apertura n° 7: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 12,10 [m]

Apertura n° 8: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 13,50 [m]

Apertura n° 9: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 15,25 [m]

Parete 2

Altezza della parete n° 2: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 2: ..... 17,00 [m]
Spessore della parete n° 2: ..... 0,65 [m]
Rientro della parete n° 2: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 2: ..... 445,85 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 0,50 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 1,90 [m]

Apertura n° 3: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 3,65 [m]

Apertura n° 4: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 6,25 [m]

Apertura n° 5: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 7,70 [m]

Apertura n° 6: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 9,45 [m]

Apertura n° 7: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 12,10 [m]

Apertura n° 8: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 2,10 [m]
Base dell'apertura: ..... 1,10 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,00 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 13,50 [m]

Apertura n° 9: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]

Posizione dell'apertura: ..... 15,25 [m]

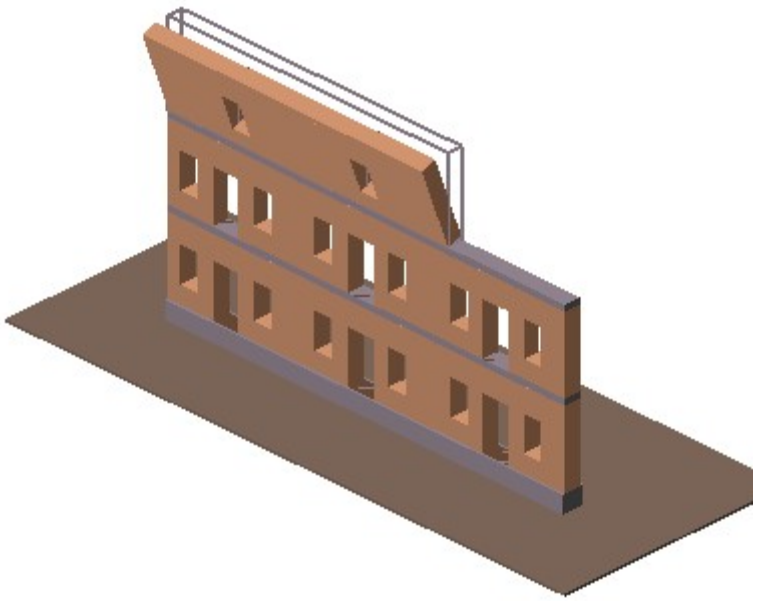
Parete 3

Altezza della parete n° 3: ..... 3,30 [m]
Larghezza della parete n° 3: ..... 12,00 [m]
Spessore della parete n° 3: ..... 0,60 [m]
Rientro della parete n° 3: ..... 0,00 [m]
Peso della parete n° 3: ..... 360,00 [kN]
Caratteristiche delle Aperture:
Apertura n° 1: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 3,00 [m]

Apertura n° 2: Apertura da Utente
Altezza dell'apertura: ..... 1,40 [m]
Base dell'apertura: ..... 0,75 [m]
Altezza inferiore dell'apertura: ..... 0,70 [m]
Posizione dell'apertura: ..... 8,50 [m]

Risultati Meccanismi Locali tramite Analisi Cinematica Lineare e/o Analisi Cinematica Non Lineare

Cinematismo n° 1: Ribaltamento singola parete a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: ..... 6,60 [m]
Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$:..... 0,500 [-]
Momento Ribaltante M_{rib}: ..... 1202,940 [kN*m]
Momento Stabilizzante M_{st}: ..... 140,459 [kN*m]
Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0: ..... 0,117 [-]
accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0*: ..... 0,097 [g]
Massa partecipante al cinematismo M*: ..... 49,360 [kN/g]
Frazione di massa partecipante della struttura e*: ..... 0,891 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: ..... 0,074 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD}\ S)/q_{,SLD}$: ..... 0,111 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{,SLD}$: ..... 0,173 [g]
Fattore di verifica a quota zero allo SLD: ..... 1,144 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLD: ..... 1,782 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: .....NON VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: .....NON VERIFICATO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

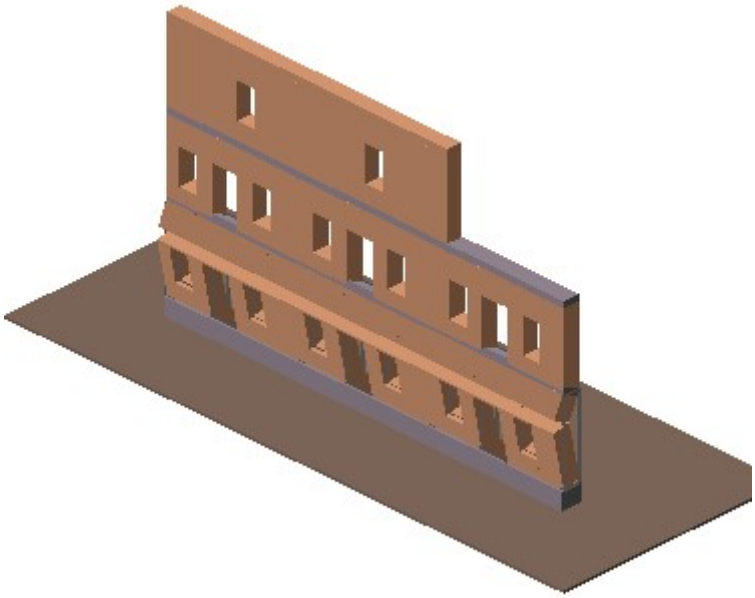
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: ..... 0,192 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/$q_{,SLV}$: ..... 0,136 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{,SLV}$: ..... 0,220 [g]
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: ..... 1,405 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLV: ..... 2,270 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: .....NON VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: .....NON VERIFICATO

Si evince, quindi, che nella configurazione attuale si ha la probabilità di attivazione di tale meccanismo di collasso.

Si rimanda ai paragrafi successivi (§ Interventi di progetto) per gli interventi locali atti ad impedire l'attivazione del cinematismo in oggetto

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: ..... 0,00 [m]
Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$:..... 0,000 [-]
Momento Ribaltante M_{rib}: ..... 506,033 [kN*m]
Momento Stabilizzante M_{st}: ..... 2219,500 [kN*m]
Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0: ..... 4,386 [-]
accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0*: ..... 3,252 [g]
Massa partecipante al cinematismo M*: ..... 48,913 [kN/g]
Frazione di massa partecipante della struttura e*: ..... 0,999 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: ..... 0,074 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD}$ S)/$q_{,SLD}$: ..... 0,111 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{,SLD}$: ..... Non Richiesto
Fattore di verifica a quota zero allo SLD: ..... 0,034 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLD: ..... Non Richiesto

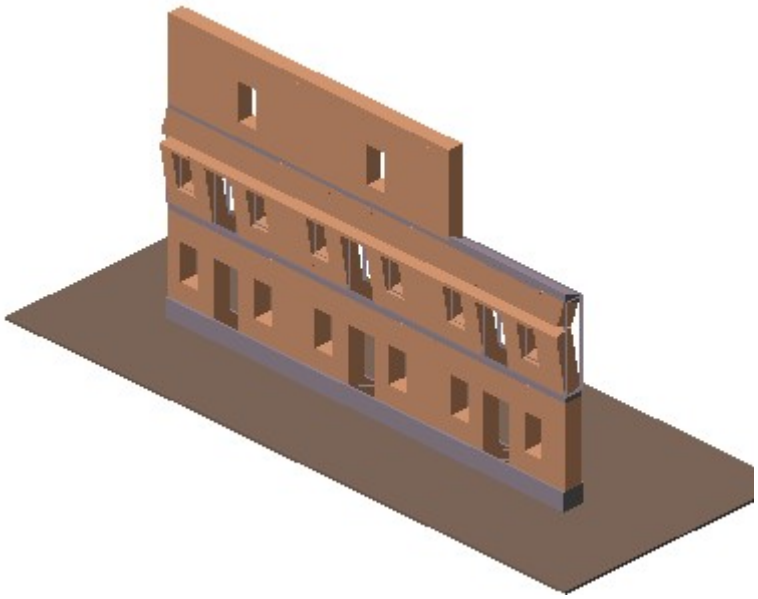
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: .....VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: .....NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: ..... 0,192 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/$q_{,SLV}$: ..... 0,136 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{,SLV}$: .....Non Richiesto
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: ..... 0,042 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLV: .....Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: .....VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: .....NON RICHIESTO

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: ..... 0,00 [m]
Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: ..... 0,250 [-]
Momento Ribaltante M_{rib}: ..... 489,141 [kN*m]
Momento Stabilizzante M_{st}: ..... 1245,425 [kN*m]
Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0: ..... 2,546 [-]
accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0*: ..... 1,887 [g]
Massa partecipante al cinematismo M*: ..... 45,445 [kN/g]
Frazione di massa partecipante della struttura e*: ..... 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: ..... 0,074 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD}\ S)/q_{,SLD}$: ..... 0,111 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{,SLD}$: ..... 0,086 [g]
Fattore di verifica a quota zero allo SLD: ..... 0,059 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLD: ..... 0,046 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: .....VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: .....VERIFICATO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: ..... 0,192 [g]
Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/$q_{,SLV}$: ..... 0,136 [g]
Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{,SLV}$: ..... 0,110 [g]
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: ..... 0,072 [-]
Fattore di verifica in elevazione allo SLV: ..... 0,058 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: .....VERIFICATO
Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: .....VERIFICATO

Valutazione critica dei risultati - carenze riscontrate

A valle della fase di analisi dello stato di fatto è emersa l'incapacità del fabbricato a resistere alle azioni di calcolo. In particolare, si è riscontrata la potenziale attivazione di meccanismi di danno o di collasso locale dovuta sia alle caratteristiche geometriche, alla qualità dei dettagli costruttivi, alle proprietà meccaniche dei materiali che compongono la fabbrica muraria che ai dissesti o danni subiti nell'arco sua storia.

Dai rilievi è stato evidenziato, inoltre, il pessimo stato in cui versa la copertura del corpo B2, realizzata in travi in c.a.p. e più volte oggetto di intervento nel corso del tempo come dimostrato dalla posa in opera di travi trasversali di rinforzo in carpenteria metallica.



fig.22. Copertura corpo B2

Altra deficienza riscontrata in fase di rilievo è il notevole degrado di alcuni orizzontamenti interpiano e degli aggetti in ferro e tavelloni.





fig.23. Degrado orizzontamenti in putrelle e tavelloni

fig.24. fig. 1 –Degrado coperture lignee

In conclusione, le carenze riscontrate riguardano:

- Potenziale attivazione di meccanismi di collasso locale;
- Carenza del collegamento trasversale tra le pareti;
- Degrado solai interpiano in ferro e tavelloni;
- Completa inefficienza copertura corpo B2

Valutazione della sicurezza – parametro ζ_E

Come specificato al §C8.3 della circolare 21 gennaio 2019, n.7 – C.S.LL.PP. la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi.

Ai fini della valutazione del livello di sicurezza del manufatto allo stato di fatto, si effettua una stima del parametro ζ_E, definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, secondo la seguente espressione:

$$\zeta_E = \frac{acc.\,di\ attivazione\ del\ meccanismo}{acc.\,sismica\ di\ progetto}$$

Il valore dell''azione sismica massima sopportabile dalla struttura allo stato di fatto è stato valutato facendo riferimento alla potenziale attivazione di meccanismi di collasso locale, pertanto, è stato considerato il minimo valore di accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo, che nel caso in esame corrisponde al valore associato al cinematismo relativo alla parete A, precedentemente descritto da cui si è ricavato che:

- Acc. di attivazione del meccanismo = 0,037 g
- Azione simica massima di progetto = 0,136 g

Per cui si determina la capacità del fabbricato in esame allo stato di fatto.

$$\zeta_E = \frac{0.037}{0.136} = 0{,}27 < 1$$

Per una maggiore chiarezza espositiva si rimanda agli elaborati grafici in allegato nei quali sono indicati gli ambienti oggetto di intervento.

Nei paragrafi successivi vengono riportati gli interventi di progetto.

Progetto strutturale - generalità

Criteri di intervento

Come discusso nei paragrafi precedenti, le risultanze delle analisi condotte sul fabbricato, unitamente alle indagini ed alla campagna di rilievo eseguita, hanno permesso di mettere

in evidenza le notevoli carenze strutturali dell'edificio: la tipologia muraria, unitamente alla carenza di connessioni efficienti tra pareti trasversali determinano una forte vulnerabilità della costruzione nei confronti dell'azione sismica; a tali problematiche si aggiunge il degrado dei solai in ferro e tavelloni e, soprattutto, il pessimo stato della copertura del corpo B2 che, come discusso in seguito, sarà oggetto di abbattimento e ricostruzione.

Alla luce di tali aspetti, unitamente alle esigenze di rifunzionalizzazione del fabbricato, il progetto strutturale prevede la seguente strategia di intervento: **consolidamento della scatola muraria** mediante la realizzazione di connessioni a secco dei cantonali e dei martelli murari, consolidamento delle volte e posa in opera di piattabande metalliche al di sopra delle aperture; **demolizione orizzontamenti in putrelle e tavelloni** fortemente degradati e loro sostituzione con solai collaboranti in acciaio e calcestruzzo alleggerito con lamiera grecata; **consolidamento degli orizzontamenti** in ferro e tavelloni; **realizzazione di modifiche strutturali** consistenti in aperture di vani all'interno dei alcuni paramenti murari finalizzate alla rifunzionalizzazione dell'edificio ed alla realizzazione di nuovi spazi e, infine, **nuove realizzazioni** di scale in carpenteria metallica ed installazione di un impianto elevatore.



Classificazione dell'intervento

Gli interventi proposti e discussi nel seguito si configurano come **INTERVENTI LOCALI** in accordo con §8.4.1 delle NTC 2018 secondo cui "*il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati*".

Nei paragrafi che seguono vengono trattati i vari interventi strutturali; in particolare si prevedono:

- interventi di **consolidamento** degli elementi murari;
- interventi di **consolidamento** degli orizzontamenti;
- realizzazione di nuove **piattabande** in carpenteria metallica;
- **demolizione e ricostruzione orizzontamenti fortemente degradati**;
- **demolizione e ricostruzione coperture in legno**;

- **modifiche strutturali (cerchiature)** per esigenze architettoniche.

Gli interventi strutturali previsti nel presente progetto sono classificabili, in conformità a quanto disposto dal D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) e dalla relativa Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019, come **interventi locali**, ovvero interventi finalizzati al miglioramento o al ripristino delle condizioni di sicurezza di singoli elementi strutturali, senza modificare in modo sostanziale il comportamento globale dell'edificio.

Per definizione, tali interventi **non incidono sulle caratteristiche globali di rigidezza, resistenza o configurazione strutturale dell'organismo edilizio**, e pertanto non alterano né la distribuzione delle azioni interne né le modalità di risposta dell'edificio nei confronti delle azioni statiche e sismiche.

Conseguentemente, **le verifiche strutturali sono state limitate alle porzioni interessate dagli interventi**, non essendo necessario considerare la possibile interazione statica o dinamica con gli edifici adiacenti, anche in presenza di contiguità fisica. L'impianto strutturale complessivo, infatti, non viene modificato in termini di schema resistente, regolarità, masse e rigidezze.

Le opere previste hanno lo scopo di **mitigare vulnerabilità locali** e **impedire l'attivazione di meccanismi di collasso locale.**

Le modellazioni strutturali, ove previste, e le relative verifiche di sicurezza sono state eseguite in riferimento ai soli elementi oggetto di intervento, nel rispetto del principio di proporzionalità e compatibilità con il comportamento strutturale esistente, in un'ottica di **minimizzazione dell'invasività** e **conservazione dell'impianto strutturale originario**.

Progetto strutturale – interventi sulle strutture esistenti

Consolidamento muratura

Gli interventi proposti sono finalizzati al consolidamento degli elementi in muratura garantendo il miglioramento dei collegamenti tra orizzontamenti e pareti, tra pareti confluenti in martelli murari o angolate ed il rafforzamento dei maschi murari.

Nello specifico, gli interventi previsti riguardano le connessioni delle pareti tra loro mediante delle chiodature a secco.

Connessioni delle pareti (chiodature a secco)

La connessione delle pareti tra loro ha il compito di ridurre la snellezza delle pareti nei riguardi della flessione orizzontale. Tale intervento garantisce da un lato, una riduzione degli spostamenti fuori dal piano, prevenendo lo sfilamento delle travi dei solai e della copertura, dall'altro la limitazione dell'ampiezza della porzione di parete muraria potenzialmente interessata da meccanismi fuori piano, riducendone la vulnerabilità nei confronti dei cinematismi locali.

Come detto, l'intervento garantisce un consolidamento dell'edificio in grado di ricostituire e restituire un comportamento scatolare e monolitico della fabbrica muraria. Le chiodature rendono possibile alle pareti murarie sia poste in contiguità di interagire mutuamente e fornire una risposta il più possibile "globale" nei confronti dell'azione orizzontale, contenendo l'entità degli spostamenti e delle rotazioni delle pareti stesse e consentendo la mitigazione della vulnerabilità per innesco di possibili meccanismi cinematici di ribaltamento per rotazione.

Preliminarmente alla posa in opera degli interventi si dispone l'esecuzione di opere di preconsolidamento con bonifica locale (sostituzione nella zona di attestamento) o di miglioramento generale della qualità muraria (iniezioni), al fine di garantire il corretto funzionamento del presidio di contrasto.

Chiodature a secco

L'intervento di **chiodatura a secco** consiste nella realizzazione di fori pilota all'interno della muratura andando ad intercettare il paramento da collegare ed inserendo all'interno degli stessi delle barre in acciaio inox.

Si prevede la realizzazione di due tipologie di chiodature in funzione della geometria della muratura:

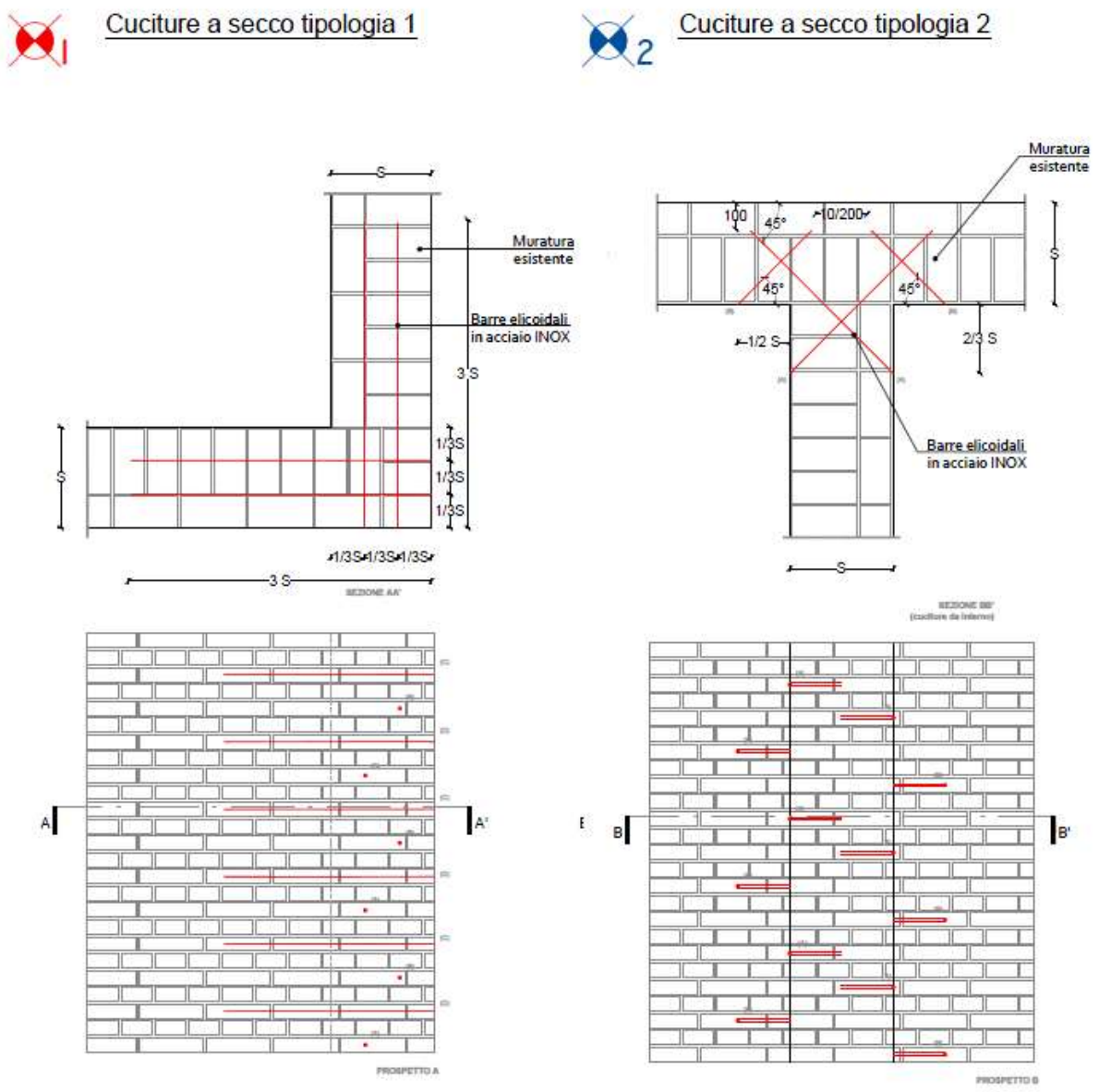


fig.25. Tipologie di cuciture a secco

Rinforzo volte in muratura

Le volte in muratura collassano per la formazione di cerniere che nascono dalla limitata resistenza a trazione della muratura.

Sotto carichi verticali, la disposizione delle cerniere avanza nel seguente modo:

- Formazione di una cerniera all'estradosso nella sezione di chiave;
- Formazione di una cerniera all'intradosso nelle sezioni di reni

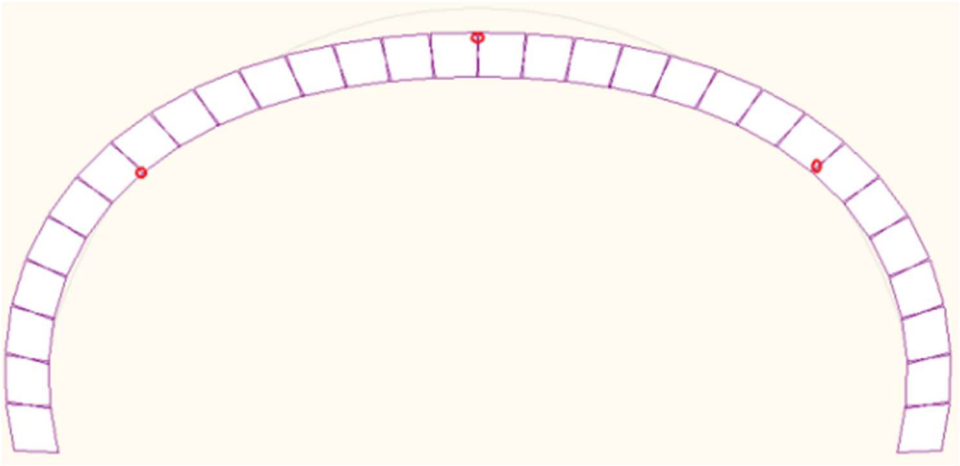


fig.26. Formazione arco a tre cerniere

Tale configurazione, arco a tre cerniere, genera solo delle fessurazioni nell'elemento strutturale, senza provocare una condizione di collasso. Quest'ultima è invece raggiunta a seguito della plasticizzazione di un'ulteriore sezione dell'elemento, che rende il sistema labile. In definitiva, l'idea per porre in sicurezza tali elementi è quella di contrastare il meccanismo di rotazione e quindi di inibire la formazione delle cerniere plastiche, attraverso l'apposizione di compositi fibro-rinforzati in corrispondenza della superficie opposta a quella di formazione della cerniera. Data la disposizione delle cerniere, si potrebbe pensare di disporre un sistema di rinforzo (opportunamente ancorato) sia all'intradosso sia all'estradosso dell'elemento; tale soluzione, tuttavia, è di difficile realizzazione, nonchè non strettamente necessaria ai fini della stabilità. Pertanto è norma

comune prevedere dei rinforzi applicati da un solo lato dell'elemento; nel caso in esame si prevede la realizzazione di un consolidamento estradossale delle volte in muratura mediante l'apposizione di fasce in fibra di acciaio galvanizzato e geomalta a base di calce naturale.

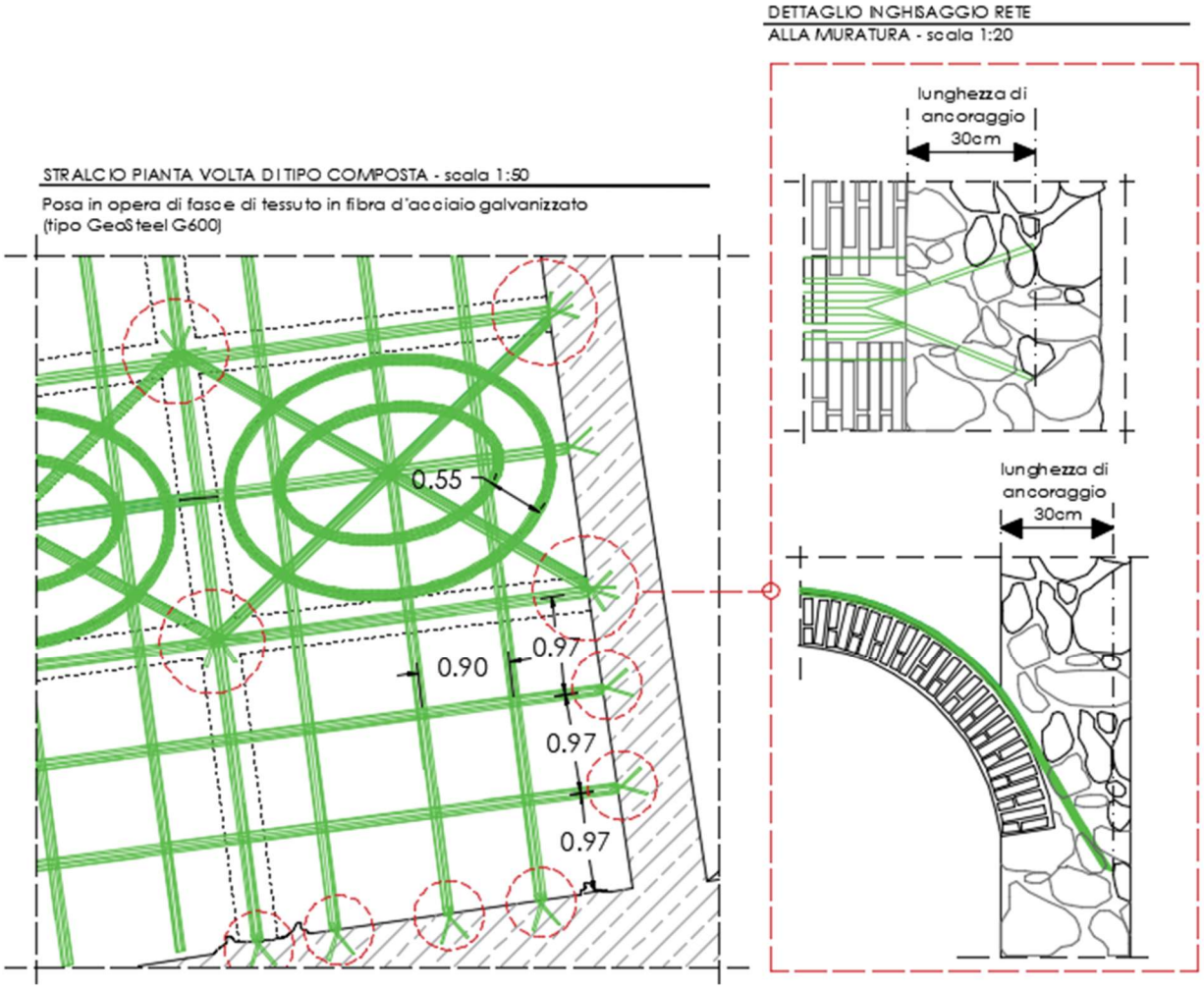


fig.27. Intervento di consolidamento volte in muratura

Si riporta di seguito il calcolo eseguito.

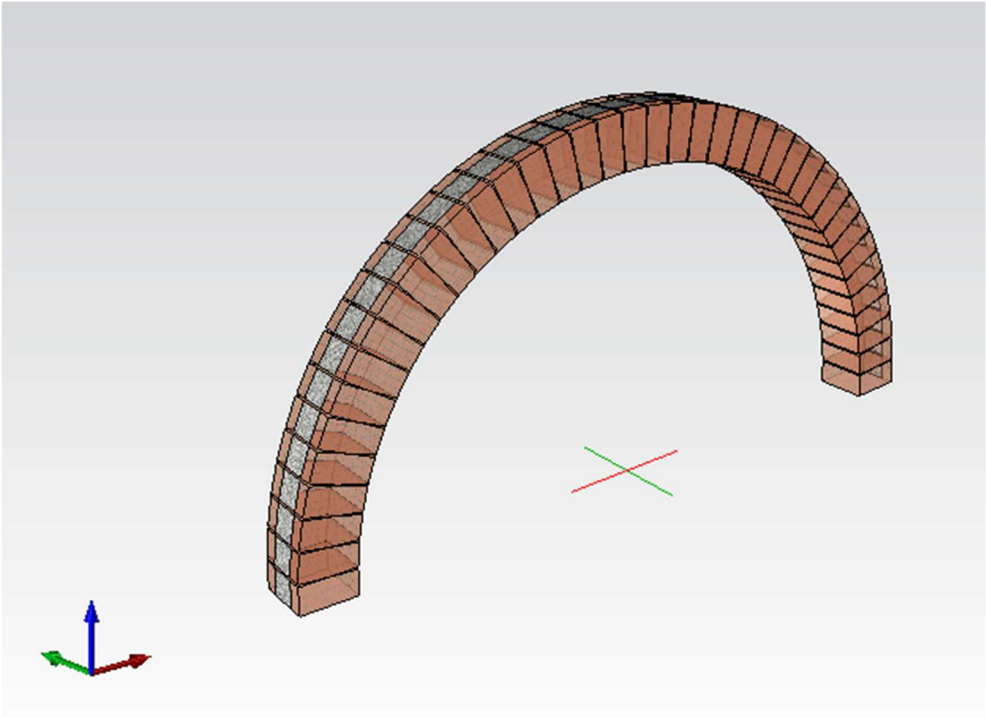


fig.28. Vista modello tridimensionale

Dalle analisi condotte si evince che la volta oggetto di studio è in grado di portare il carico di progetto, si rompe infatti quando $\lambda = 1.08 > 1$ a causa dello schiacciamento della muratura sulle reni, mentre il rinforzo lavora al 1,20%.

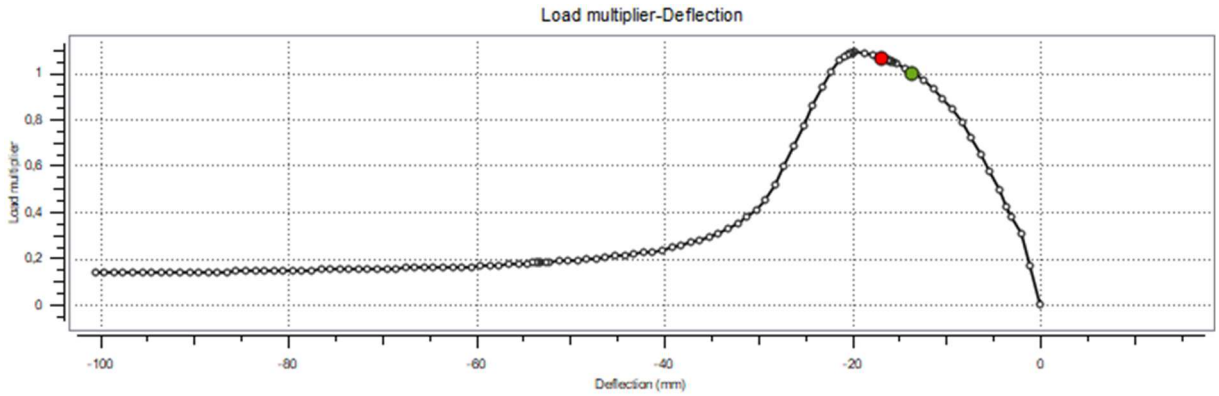


fig.29. Rappresentazione curva di capacità

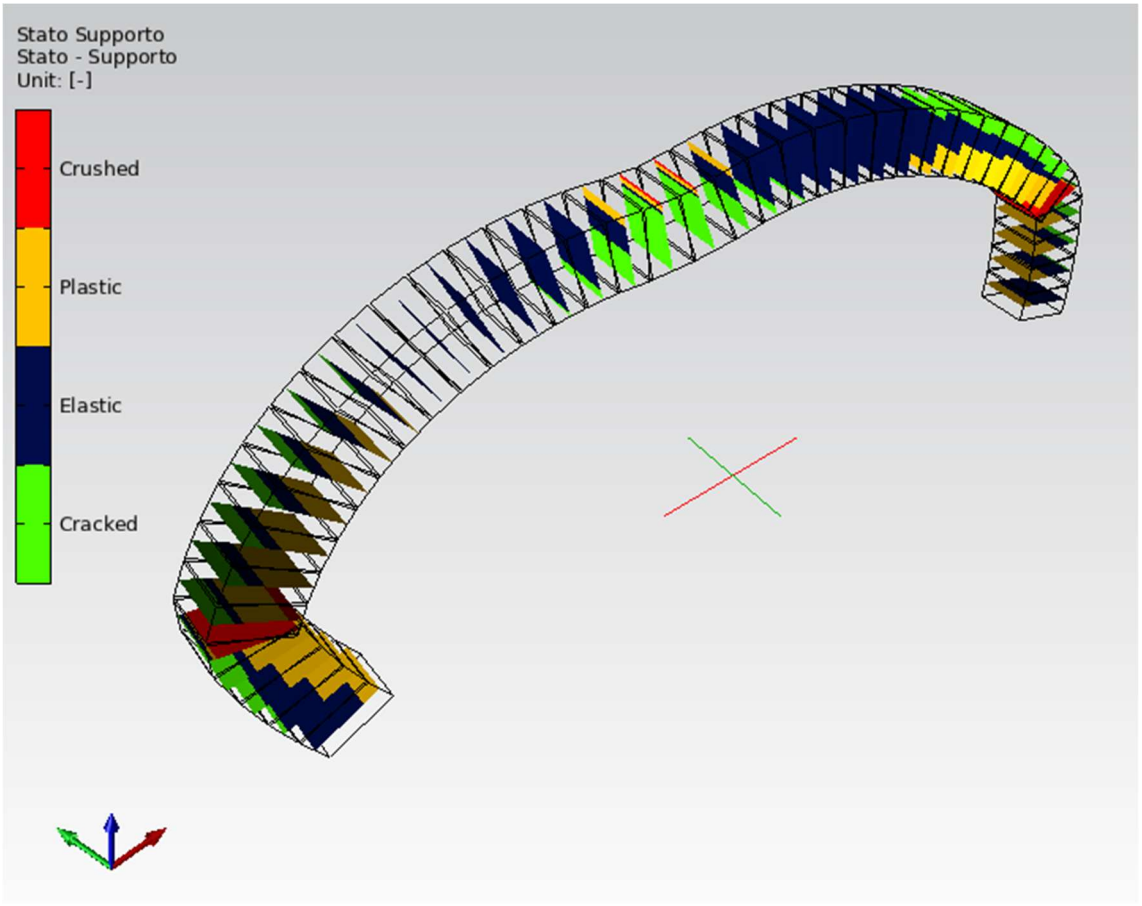


fig.30. Schiacciamento muratura

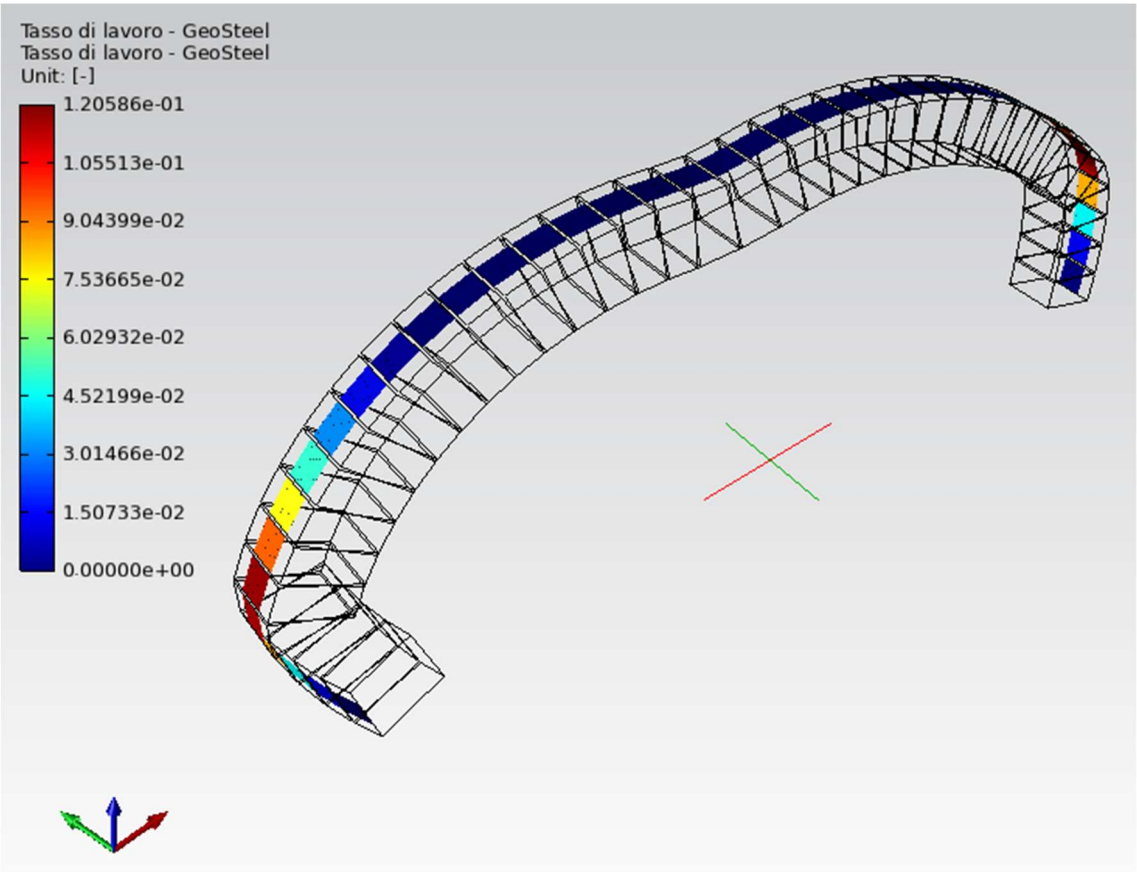


fig.31. Tasso di lavoro rinforzo

In conclusione, la volta rinforzata riesce a portare i carichi di progetto.

Si riportano di seguito le fasi esecutive dell'intervento:

1. Preparazione del substrato: pulizia della superficie di estradosso dell'arco, eventuale applicazione di fissativo consolidante corticale tipo biocalce silicato consolidante o rasobuild eco consolidante, eventuale ricostruzione della della superficie con malta tipo geomalta kerakoll;
2. Stesura sul supporto di un primo strato di calce tipo geocalce f antisismico con uno spessore minimo di 3-5 mm per applicare ed inglobare il tessuto di rinforzo
3. Tessuto in acciaio galvanizzato tipo geosteel g600/g1200 disposto in fasce parallele e ortogonali disposte come da grafico allegato;

4. lunghezza di ancoraggio maggiore di 30 cm rasatura finale protettiva con calce tipo geocalce f antisismico (spessore 2-5 mm), per inglobare il garantire la contemporanea maturazione dello strato iniziale e di quello finale che va quindi6.
   Riempimento volta con 50% di materiale di risulta e 50% di perle di polistirolo
5. Si procede alla realizzazione dei successivi strati

Realizzazione cerchiature

Le esigenze architettoniche impongono la necessità della realizzazione di aperture nella muratura portante; l'intervento prevede, quindi, la realizzazione di un telaio chiuso intorno alla stessa apertura che abbia la stessa capacità di rigidezza e di resistenza della muratura asportata. Si riporta di seguito il calcolo eseguito.

Descrizione generale dell'opera

L'intervento consiste nell' apertura di **n.1** vani in muratura portante esistente. Tale intervento prevede l'inserimento di una cerchiatura completa in **acciaio/cemento armato** ai fini del ripristino della rigidezza laterale il più possibile simile alla situazione pre-intervento ed il controllo della resistenza e della capacità di spostamento post che devono essere non minori della situazione pre-intervento.

L'intervento previsto non comporta la modifica del comportamento globale della struttura rispetto alle azioni sismiche e non altera significativamente i carichi statici, pertanto il progetto si può riferire alle sole parti interessate. Per quanto detto, tale intervento, rientra di fatto nella categoria degli **interventi locali** nel rispetto delle disposizioni di cui al § 8.4.1 del D.M. 17/01/2018.

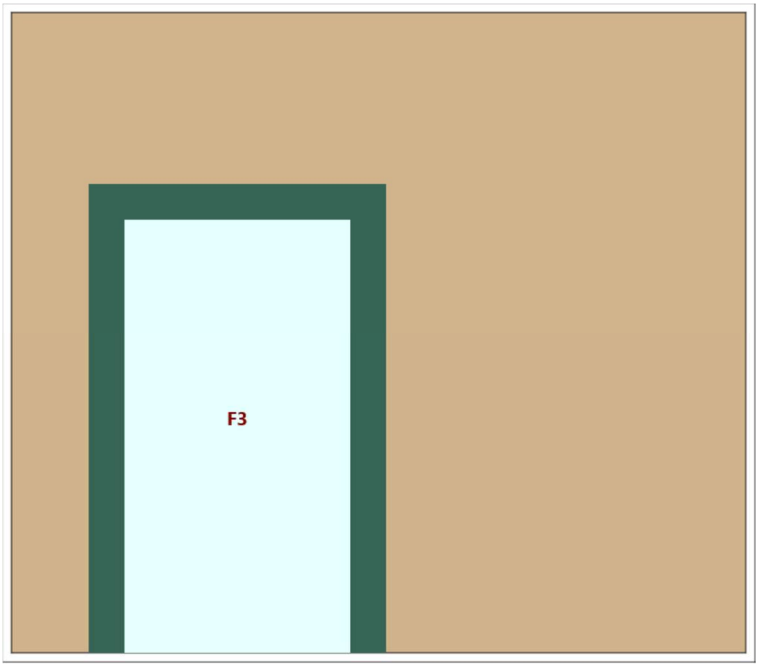
Quanto esposto viene illustrato numericamente nei successivi paragrafi.

Vengono riportate di seguito due viste prospettiche riguardanti lo stato di fatto e lo stato di progetto, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

Stato di Fatto



Stato di Progetto



Azioni sulla struttura

Di seguito sono riportati i carichi applicati sulla sommità del muro.

CARICHI APPLICATI

Id_c	Descrizione	CC	$Q_{z,i}$	$Q_{z,f}$
			[N/m]	[N/m]
1	-	Carico Permanente	85´000.00	85´000.00
2	-	Permanenti NON Strutturali	5´000.00	5´000.00
3	-	Abitazioni	3´500.00	3´500.00

LEGENDA:

Id_c Numero identificativo del carico.

Descrizione Descrizione del carico.

CC	Condizione di Carico.
$Q_{z,i}$	Valore iniziale della forza nel caso di carico lineare(positivo, diretto verso il basso).
$Q_{z,f}$	Valore finale della forza nel caso di carico lineare(positivo, diretto verso il basso).

- **Combinazioni di Carico**

Per la valutazione della fattibilità dell'intervento locale in esame secondo le indicazioni del § 8.4.1 del D.M. 2018, si analizza esclusivamente il comportamento della parete per la combinazione di carico sotto effetto del sisma (SLV). Viene, quindi, considerata la seguente combinazione di carico:

$$G_1+G_2+\Sigma_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

G_1	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
Q_{ki}	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ_{2i}	coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Per la **verifica di resistenza dei rinforzi applicati ai fori** (piedritti e piattabande), le azioni su questi elementi sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_p\cdot P+\gamma_{Q1}\cdot Q_{K1}+\gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{K2}+\gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\cdot Q_{K3}+\ldots\ldots$$

dove:

G_1	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q	azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
Q_{ki}	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
γ_g, γ_q, γ_p	coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
ψ_{0i}	sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le varie combinazioni di carico risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico variabile, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

- **Geometria**

Di seguito si riporta la descrizione della geometria del muro/maschi, delle aperture e dei relativi elementi di rinforzo.

GEOMETRIA MURO

L	H_i	H_f	S_f	S_p	M_f	M_p

[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		
390	340	340	50	50	1	2

LEGENDA:

L Lunghezza del muro (Lunghezza del tratto di muro nel caso di profilo superiore variabile).

H_i Altezza iniziale del muro.

H_f Altezza finale del muro.

S_f Spessore del muro nello stato di fatto.

S_p Spessore del muro nello stato di progetto.

M_f Identificativo del Materiale del muro nello stato di fatto (si confronti la tabella dei materiali della muratura).

M_p Identificativo del Materiale del muro nello stato di progetto (si confronti la tabella dei materiali della muratura).

GEOMETRIA FORI

Id_F	dis_I	dis_B	L	H	STZ	M_R
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		
3	60	0	120	230	P	-

LEGENDA:

Id_F Numero identificativo del foro.

dis_I Distanza del foro dal bordo iniziale del muro.

dis_B Distanza del foro dalla base del muro.

L Larghezza del foro.

H Altezza del foro.

STZ Tipo di Situazione (F: foro già presente nello stato di fatto; P: foro da realizzare nello stato di progetto; C: foro presente nello stato di fatto e chiuso nello stato di progetto).

M_R Identificativo del materiale di riempimento del foro, in riferimento alla tabella dei materiali ([-]: riempimento non eseguito).

GEOMETRIA MASCHI MURARI

Id_M	dis_I	dis_B	L	H
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Situazione di fatto				
1	0	0	390	340
Situazione di progetto				
2	0	0	41	340
3	199	0	191	340

LEGENDA:

Id_M Numero identificativo del maschio.

dis_I Distanza del maschio dal bordo iniziale del muro.

dis_B Distanza del maschio dalla base del muro.

L Lunghezza del maschio.

H Altezza del maschio.

RINFORZI FORI

T_R	Mtrl	Profili		Armature		L	H	B
		tipo	n	$A_{S,L}$	$A_{S,st}$			
						[cm]	[cm]	[cm]
Foro 3								
Piedritto Sx	S275 (EN 10025-2)	HE 200 A	2	-	-	230.00	-	-
Piattabanda	S275 (EN 10025-2)	HE 200 A	2	-	-	158.00	-	-
Piedritto Dx	S275 (EN 10025-2)	HE 200 A	2	-	-	230.00	-	-

LEGENDA:

T_R	Tipologia di rinforzo del foro.
Mtrl	Sigla del materiale che costituisce il rinforzo.
tipo/n	Tipo e numero di profili metallici utilizzati.
$A_{S,L}$	Armatura longitudinale per lato.
$A_{S,st}$	Armatura trasversale.
L	Lunghezza del rinforzo.
H	Altezza/Spessore del rinforzo.
B	Larghezza del rinforzo (pari allo spessore del muro).

nota:[-] dato non utile per il rinforzo in esame o elemento non presente.

Metodologia di calcolo

I calcoli sono stati condotti in rispetto di quanto riportato nelle Norme sopra elencate, ed in particolare di quanto indicato in [1] - § 8.4.1 e in [2] - § C8.7.4.1 (punto 4).

Il calcolo si articola nelle seguenti fasi:

1. Valutazione della rigidezza della parete muraria (maschi + rinforzi);
2. Valutazione della resistenza della parete muraria (V);
3. Valutazione dello spostamento elastico (δ_e) ed ultimo (δ_u);
4. Rappresentazione della curva di capacità (V; δ).

Di seguito, si illustrano le varie fasi.

Rigidezza della parete muraria

La parete muraria viene discretizzata in elementi finiti triangolari (*Hp-Shell*) **Incastrata** al PIEDE e **Libera** in TESTA. Tale modellazione consente di tenere correttamente in conto di

aperture posizionate in maniera arbitraria, dei carichi agenti (muro ed architravi), di configurazioni della parete diversa da quelle rettangolari nonché di considerare gli elementi (beam) che costituiscono i rinforzi ammorsati alla parete muraria.

Nella situazione *di Fatto*, a tale schema viene applicata una forza **F** orizzontale unitaria e si calcola lo spostamento δ_F subito dai nodi in cui essa è applicata. Pertanto, la rigidezza nello stato di Fatto K_F è data da:

$$K_F = F/\delta_F.$$

In maniera analoga si discretizza lo schema della situazione *di Progetto* tenendo conto delle nuove aperture e delle cerchiature con elementi beam ad essi collegati. Si tiene correttamente in conto della solidarietà tra cerchiatura e muratura adiacente, come espressamente richiesto dalle norme e realizzato nella pratica. La rigidezza nello stato di Progetto è data da:

$$K_P = F/\delta_P.$$

A questo punto è possibile calcolare la variazione di rigidezza come:

$$\Delta K = \left| \frac{K_P - K_F}{K_F} \right| \cdot 100 \ .$$

Resistenza elementi

Occorre verificare che la resistenza nello stato *di Progetto* sia non minore di quella dello stato *di Fatto*.

A tale scopo la resistenza viene valutata come somma dei contributi delle singole parti murarie (maschi) e dei singoli piedritti (rinforzi).

Resistenza muratura (V_M)

La resistenza delle parti murarie (maschi) può essere valutata con le seguenti formulazioni:

1. Resistenza per taglio da ***fessurazione diagonale*** secondo la formulazione di Turnsek-Cacovic:

$$V_{t,1} = \frac{1,5 \cdot \tau_{0d} \cdot t \cdot l}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} \; ;$$

in cui:

l, t: lunghezza e spessore del pannello;

b: fattore correttivo dipendente dalla snellezza del pannello [b = min(h/l; 1,5) ≥ 1];

h misurata al netto delle zone rigide;

τ_{0d}: resistenza di riferimento a taglio della muratura [τ_{0k}/γ_m];

τ_{0k}: resistenza caratteristica a taglio senza compressione;

γ_m: coefficiente di sicurezza;

σ_o = N/A = tensione normale media nella sezione di mezzeria del pannello;

N: sforzo normale sulla sezione di mezzeria del pannello;

A: area del pannello murario.

2. Resistenza per taglio da ***scorrimento*** ([2] f. 7.8.3):

$$V_{t,2} = l' \cdot t \cdot f_{vd};$$

in cui:

f_{vd}: resistenza di progetto a taglio della muratura [$f_{vd} = (f_{vk0}+0,4s_0)/g_m$].

f_{vk0}: resistenza caratteristica a taglio senza compressione;

g_m: coefficiente di sicurezza;

l =b·l: lunghezza della parte compressa del pannello;

l: lunghezza del pannello;

b = 1;

3. Resistenza a taglio per ***pressoflessione nel piano*** ([2] eq. [7.8.2]):

$$M_{Rd} = \frac{t \cdot l^2 \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right);$$

in relazione alla condizione di vincolo in TESTA del muro, il taglio resistente risulta:

Incastro	**Libero**
$V_{t,3} = 2 \cdot M_{Rd}/h$	$V_{t,3} = M_{Rd}/h$

in cui:

f_d: resistenza a compressione della muratura ($f_d = f_k/\gamma_m$);

h: altezza del pannello.

Pertanto, la resistenza a taglio (V_M) dei maschi è data da:

$V_M = \min(V_{t,1-2}, V_{t,3})$;

dove $V_{t,1-2}$, in base alla scelta del tipo di "*Meccanismo di rottura a taglio dei maschi*", è pari a:

- *Meccanismo di rottura a taglio dei maschi = per fessurazione diagonale (per murature irregolari)* -> $V_{t,1-2} = V_{t,1}$;
- *Meccanismo di rottura a taglio dei maschi = per scorrimento (per murature regolari)* -> $V_{t,1-2} = V_{t,2}$;
- *Meccanismo di rottura a taglio dei maschi = minimo tra scorrimento e fessurazione diagonale …* -> $V_{t,1-2} = \min(V_{t,1}; V_{t,2})$.

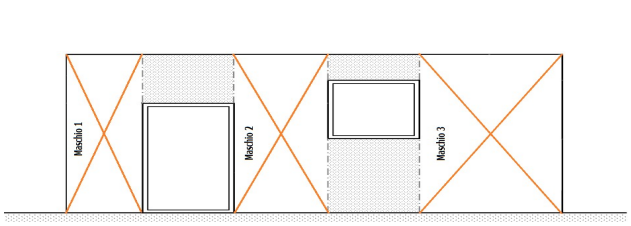
Nello specifico caso in esame, sono stati considerati i seguenti meccanismi di collasso a taglio:

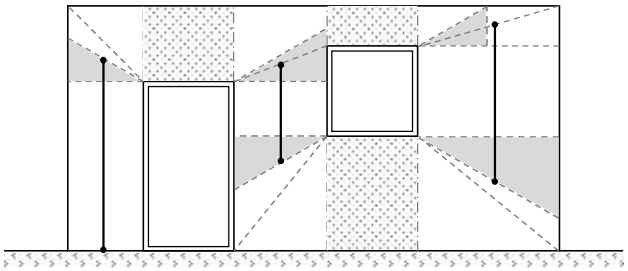
SITUAZIONE DI FATTO:	**SITUAZIONE DI PROGETTO:**
- taglio per fessurazione diagonale;	**- taglio per fessurazione diagonale;**
- taglio scorrimento;	**- taglio scorrimento;**

Geometria Maschi

La geometria dei maschi murari (lunghezza/altezza) viene valutata considerando i seguenti metodi:

Metodo 1	• **Metodo 2**
- lunghezza: la distanza (netta) tra due fori consecutivi o la distanza tra il foro e il bordo del muro; - altezza: quella della parete muraria (nel caso di muri a trapezio si considera la minima altezza del trapezio).	- lunghezza: la distanza (netta) tra due fori consecutivi o la distanza tra il foro e il bordo del muro; - altezza: la minore tra quella che si ottiene considerando un angolo di diffusione pari a **0°** (zona evidenziata in grigio nel seguente esempio) e la media delle quote dei fori e/o delle estremità delle pareti.



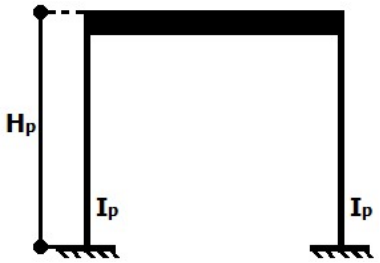


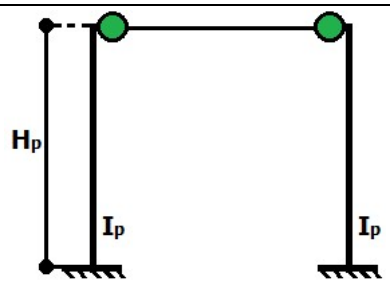
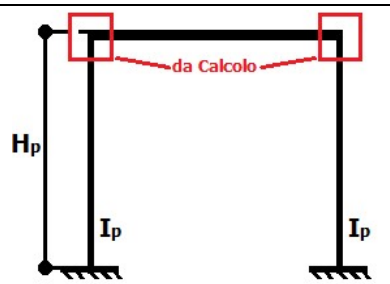
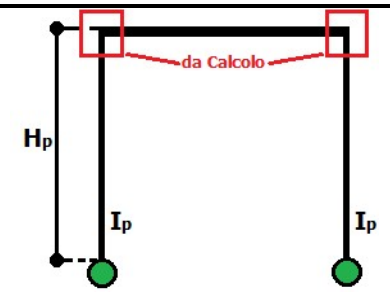
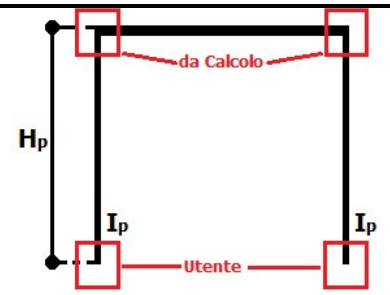
Nel caso in esame è stato utilizzato il **Metodo 1**.

Resistenza Cerchiatura (V_C)

La resistenza della cerchiatura è funzione delle condizioni vincolari scelte in TESTA ed al PIEDE dei piedritti.

Di seguito si riportano le possibili condizioni vincolari al PIEDE ed in TESTA

PIEDE	TESTA	Schema di calcolo	• Rigidezza Orizzontale (K_t)
• Incastro	Incastro (Grinter)		$\frac{12 \cdot E \cdot \Sigma I_p}{H_p^3}$ E: modulo elastico del materiale dei piedritti; J_p: inerzia del singolo piedritto; H_p: altezza del piedritto.

	Libero (Mensola)		$\frac{3 \cdot E \cdot \Sigma I_p}{H_p^3}$
	da Calcolo		da calcolo
• Cerniera	da Calcolo		da calcolo
• Utente (% incastro)	da Calcolo		da calcolo

Nel caso in esame sono state considerate le seguenti condizioni vincolari:

PIEDE	TESTA
Incastro	**Incastro (Grinter)**

Definite le condizioni vincolari di TESTA e di PIEDE si procede alle successive fasi:

- calcolo della rigidezza alla traslazione orizzontale (K_t);
- calcolo del momento resistente (M_{Rd}) alla base dei piedritti.

Cerchiatura in Acciaio	Cerchiatura in CA
$f_{yk} \cdot W_{X,Ela}/\gamma_{M0}$	determinato dalla posizione dell'asse neutro (funzione delle sollecitazioni e dell'armatura presente)

- calcolo dello spostamento elastico subito dal nodo in testa al piedritto:

$$\delta_e = \frac{M_{Rd} \cdot H_p^2}{6 \cdot E \cdot I_p}.$$

- Calcolo della resistenza al limite elastico della cerchiatura:

$$V_C = K_t \cdot \delta_e.$$

Spostamento elastico (δ_e) ed ultimo (δ_u)

Di seguito si illustra come vengono determinati gli spostamenti elastici (δ_e) ed ultimi (δ_u) degli elementi che costituiscono la parete muraria (maschi e piedritti).

Spostamento elastico (δ_e)

- **Muratura**

Lo spostamento al limite elastico è dato da:

$$\delta_e = V_M/K_M.$$

dove:

V_M = resistenza del pannello murario/maschio (§ 6.2.1)

K_M = resistenza del pannello murario, che a seconda delle condizioni vincolari imposte alla parete muraria viene valutata come:

Piede	Testa		Testa
		• Piede	
Incastro	*Incastro*	*Incastro*	*Libero*
$K_m = \left(\frac{H_p^3}{12 \cdot E \cdot I_p} + \frac{1{,}2 \cdot H_p}{G \cdot A} \right)^{-1}$		$K_m = \left(\frac{H_p^3}{3 \cdot E \cdot I_p} + \frac{1{,}2 \cdot H_p}{G \cdot A} \right)^{-1}$	

- **Cerchiatura**

Valutato come esposto al paragrafo precedente

Spostamento ultimo (δ_u)

In generale, lo spostamento ultimo dei singoli elementi che compongono la parete muraria viene calcolato come:

$$\delta_u = \mu \cdot \delta_e.$$

dove:

μ: fattore di duttilità dell'elemento;

δ_e: spostamento al limite elastico dell'elemento

- **Muratura**

Per i pannelli murari (maschi) lo spostamento ultimo viene valutato nei seguenti modi:

	Modo 1			Modo 2
δ_u =	**0,004·H_p**	se V_M = min($V_{t,1}$;$V_{t,2}$)	-> meccanismo di taglio (§ 7.8.2.2.2 - NTC18)	Tenendo conto del valore di μ riportato nel § **3** nella tabella "*MATERIALI: MURATURA*".
	0,008·H_p	se V_M = $V_{t,3}$	-> meccanismo di flessione (§ 7.8.2.2.1 - NTC18)	

Nel caso in esame è stato valutato mediante il **Modo 1**.

- **Cerchiatura in Acciaio**

Per i piedritti in acciaio lo spostamento ultimo è stato calcolato tenendo conto del valore di μ dato da:

$$\mu = 0{,}075/\varepsilon_{sy};$$

dove:

0,075: allungamento minimo che deve avere a rottura l'acciaio;

$\varepsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$: deformata al limite elastico;

f_{yk}: resistenza caratteristica allo snervamento dell'acciaio;

E_s: modulo elastico normale dell'acciaio.

- **Cerchiatura in CA**

Per i piedritti in CA lo spostamento ultimo è stato calcolato tenendo conto del valore di μ dato da:

$$\mu = \theta_u/\theta_y;$$

dove:

θ_u: rotazione ultima della sezione;

θ_y: rotazione allo snervamento della sezione.

Curve di capacità (V; δ)

Vengono costruite, quindi, le curve di capacità della parete nelle situazioni:

- *di Fatto*: sommando le singole curve di capacità dei maschi;
- *di Progetto*: sommando le singole curve di capacità dei maschi e dei piedritti.

In particolare, nella costruzione della curva di capacità della parete vengono considerati i seguenti casi:

Caso 1	Caso 2
La curva di capacità viene arrestata in corrispondenza del minimo spostamento ultimo ($\delta_{u,min}$) dei vari elementi (maschi o rinforzi).	La curva di capacità viene arrestata in corrispondenza del massimo spostamento ultimo ($\delta_{u,max}$) dei vari elementi (maschi o rinforzi).

Nel caso in esame è stato considerato il **Caso 1**.

Verifiche

Ai fini della valutazione dell'intervento se TUTTE le seguenti condizioni sono verificate, l'intervento si può classificare come LOCALE.

- **Rigidezza**: la variazione di rigidezza tra lo stato *di Fatto* (K_F) e quello *di Progetto* (K_P) è:

$$-\,\mathbf{15\ \%} \le \left(\frac{K_P - K_F}{K_F}\right)\cdot 100 \le \mathbf{15\ \%};$$

- **Resistenza**: la resistenza nello stato *di Progetto* (V_P) è non minore rispetto allo stato *di Fatto* (V_F)

$$\mathbf{V_F \le V_P}.$$

- **Spostamento**: la capacità di spostamento nello stato *di Progetto* ($\delta_{u,P}$) è non minore rispetto allo stato *di Fatto* ($\delta_{u,F}$):

$$\delta_{u,F} \leq \delta_{u,P}.$$

Inoltre, sui rinforzi sono state effettuate le verifiche di resistenza:

- degli architravi (*flessione retta e taglio*);
- dei piedritti (*pressoflessione retta*).

Risultati

Di seguito si riportano i dettagli delle verifiche.

CURVE DI CAPACITÀ DEI SINGOLI ELEMENTI

Curve di capacità dei singoli elementi

El	V_0	Δ_0	V_{EL}	Δ_{EL}	V_U	Δ_U
	[N]	[cm]	[N]	[cm]	[N]	[cm]
Situazione di fatto						
M1	0	0.0000	89762	0.0858	89762	1.3600
Situazione di progetto						
M2	0	0.0000	1221	0.5211	1221	2.7200
M3	0	0.0000	26493	0.1358	26493	2.7200
F3sx	0	0.0000	169981	1.2549	169981	2.7200
F3dx	0	0.0000	169981	1.2549	169981	2.7200

LEGENDA:

El Identificativo dell'elemento: Mi = maschio i-esimo; Fi = Piedritto del foro i-esimo (sx=sinistro; dx=destro)

V_0	Resistenza a taglio iniziale
Δ_0	Spostamento orizzontale iniziale
V_{EL}	Resistenza a taglio al limite elastico
Δ_{EL}	Spostamento orizzontale al limite elastico
V_U	Resistenza ultima
Δ_U	Spostamento orizzontale ultimo

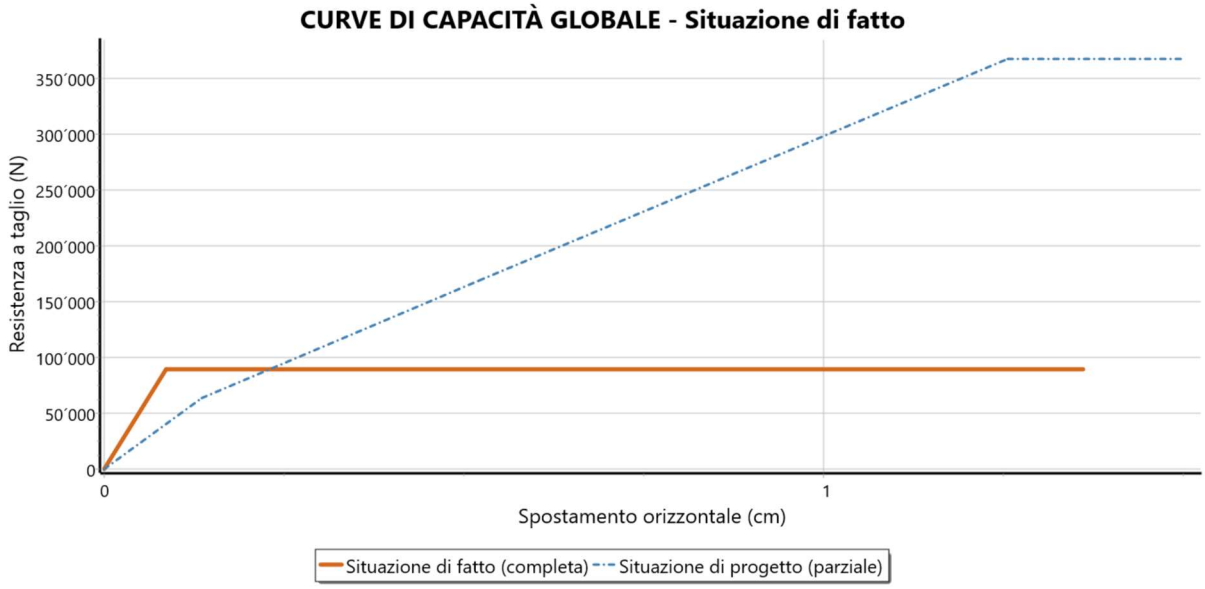
CURVE DI CAPACITÀ GLOBALE

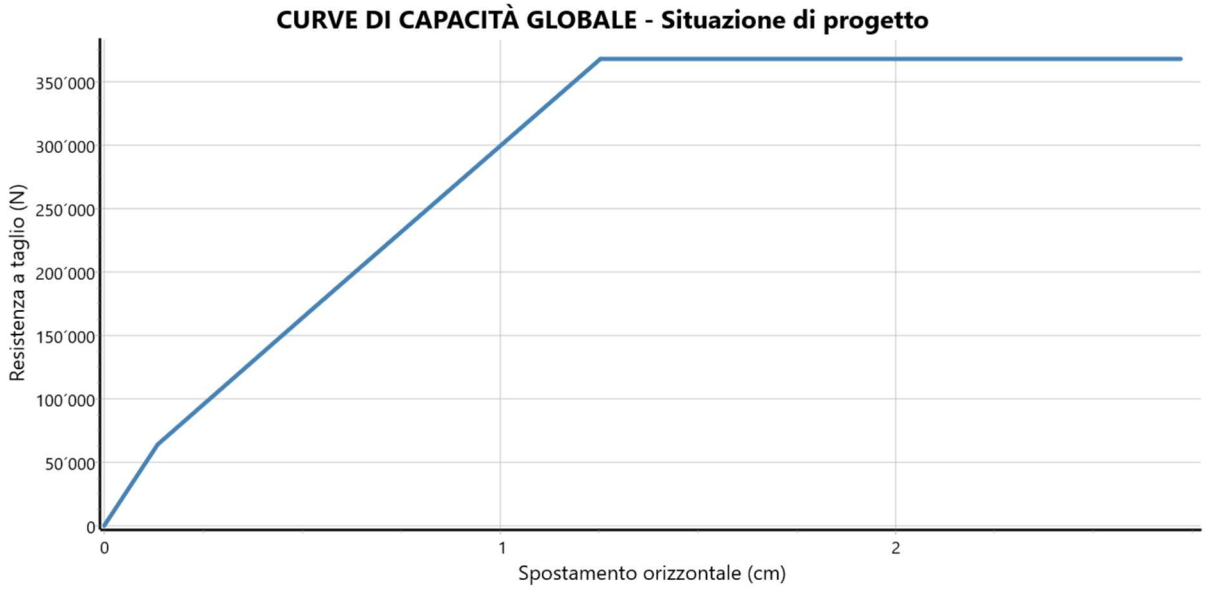
Curve di capacità globale

P	V	Δ
	[N]	[cm]
Situazione di fatto		
0	0	0.0000
1	89762	0.0858
2	89762	1.3600
Situazione di progetto		
0	0	0.0000
1	63611	0.1358
2	168872	0.5211
3	367676	1.2549
4	367676	2.7200

LEGENDA:

P	Punto
V	Resistenza a taglio
Δ	Spostamento orizzontale





MURO - VERIFICA DI RIGIDEZZA

MURO - verifica di rigidezza

K_F	K_P	ΔK	ΔK_{lim}	Note

[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]	
104´745	91´471	-12.67	15.00	Verificato

LEGENDA:

K_F Rigidezza nello stato di Fatto.

K_P Rigidezza nello stato di Progetto.

ΔK Variazione di Rigidezza.

ΔK_{lim} Variazione di Rigidezza Limite.

Note Verificato se $\Delta K < \Delta K_{lim}$

MURO - VERIFICA DI RESISTENZA

MURO - verifica di resistenza

R_F	R_P	ΔR	Note
[N]	[N]	[N]	
89´762	367´676	277´914	Verificato

LEGENDA:

R_F Resistenza nello stato di Fatto.

R_P Resistenza nello stato di Progetto.

ΔR Variazione di Resistenza.

Note Verificato se $\Delta R > 0$.

MURO - VERIFICA DI SPOSTAMENTO

MURO - verifica di spostamento

δ_F	δ_P	$\Delta\delta$	Note
[cm]	[cm]	[cm]	
1.3600	2.7200	1.3600	Verificato

LEGENDA:

δ_F	Spostamento ultimo nello stato di Fatto.
δ_P	Spostamento ultimo nello stato di Progetto.
$\Delta\delta$	Variazione di spostamento.
Note	Verificato se $\Delta\delta > 0$.

RINFORZI FORI - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

RINFORZI FORI - verifica a pressoflessione retta

T_R	sez	N_{Ed}	M_{Ed}	M_R	CS
	[%LLI]	[N]	[Nm]	[Nm]	
Foro 3					
Piedritto Sx	0	-67251	1615	96921	15.73
	11	-65770	1176	97028	17.18
	22	-63959	887	97159	18.49
	33	-62064	646	97296	19.85
	44	-60109	433	97437	21.33
	56	-58212	206	97574	23.09
	67	-58095	-281	97582	22.74
	78	-55872	-372	97743	23.10
	89	-53267	-189	97931	25.23
	100	-49808	512	98181	24.78
Piedritto Dx	0	-91669	-347	95159	14.61
	11	-91552	803	95167	13.73
	22	-89512	1160	95314	13.35
	33	-87583	1213	95454	13.51
	44	-85866	1164	95578	13.82
	56	-84112	1014	95704	14.36
	67	-82383	699	95829	15.31
	78	-78371	-255	96119	17.21
	89	-73844	-2139	96445	13.62

	100	-73768	-3611	96451	11.39
Piattabanda	0	3632	3694	101514	10.35
	17	3632	-552	101514	10.83
	33	7484	-2674	101236	22.09
	50	6979	-3077	101272	26.79
	67	1320	-2070	101681	13.94
	83	-4353	2027	101462	7.07
	100	-4353	8496	101462	6.50

LEGENDA:

T_R Tipologia di rinforzo del foro.

sez Posizione della sezione di verifica espressa in percentuale rispetto alla luce dell'elemento. Piedritto: 0 = sezione al piede del piedritto; Piattabanda: 0 = sezione di sinistra della piattabanda.

$N_{Ed}M_{Ed}$ Sollecitazioni di progetto.

M_R Momento resistente. Momento resistente Plastico nel caso di elementi costituiti da profilati in acciaio.

CS Coefficiente di Sicurezza ([NS]: non significativo se CS>100)

RINFORZI FORI - VERIFICA A TAGLIO

RINFORZI FORI - verifica a taglio

T_R	sez	V_{Ed}	V_{Rcd}	V_{Rsd}	$V_{c,Rd}$	CS
	[%LLI]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Foro 3						
Piedritto Sx	0	2269	-	-	273389	NS
	11	2269	-	-	273389	NS
	22	1930	-	-	273389	NS
	33	1841	-	-	273389	NS
	44	1820	-	-	273389	NS
	56	1822	-	-	273389	NS
	67	1755	-	-	273389	NS

	78	1510	-	-	273389	NS
	89	738	-	-	273389	NS
	100	-695	-	-	273389	NS
Piedritto Dx	0	-4151	-	-	273389	65.86
	11	-4151	-	-	273389	65.86
	22	-2396	-	-	273389	NS
	33	-1312	-	-	273389	NS
	44	-724	-	-	273389	NS
	56	-346	-	-	273389	NS
	67	345	-	-	273389	NS
	78	4056	-	-	273389	67.40
	89	8093	-	-	273389	33.78
	100	8093	-	-	273389	33.78
Piattabanda	0	25259	-	-	273389	10.82
	17	25189	-	-	273389	10.85
	33	10523	-	-	273389	25.98
	50	-7251	-	-	273389	37.70
	67	-19165	-	-	273389	14.27
	83	-38406	-	-	273389	7.12
	100	-38477	-	-	273389	7.11

LEGENDA:

T_R Tipologia di rinforzo del foro.

sez Posizione della sezione di verifica espressa in percentuale rispetto alla luce dell'elemento. Piedritto: 0 = sezione al piede del piedritto; Piattabanda: 0 = sezione di sinistra della piattabanda.

V_{Ed} Taglio di progetto.

V_{Rcd} Resistenza al taglio dovuta al calcestruzzo.

V_{Rsd} Resistenza al taglio dovuta alle staffe.

$V_{c,Rd}$ Resistenza a taglio dei profilati in acciaio.

CS Coefficiente di Sicurezza ([NS]: non significativo se CS>100).

Sostituzione/realizzazione architrave

L'intervento prevede l'inserimento di nuovi architravi sulle aperture mediante un sistema costituito da profili in acciaio S275 collegati tramite barre filettate ϕ10 in foro ϕ14.

Data la varietà di aperture esistenti si è scelto di operare la seguente distinzione, cui corrispondo due "sistemi" di architravi differenti:

- Piattabanda tipo A
- Piattabanda tipo B

Per la localizzazione delle tipologie si rimanda agli elaborati grafici in allegato.

Piattabanda tipo A

La piattabanda tipo A sarà costituita da n°**4** profili **HE120A** in acciaio S275 collegati tramite barre filettate ϕ10 in foro ϕ14. Di seguito si riporta il calcolo eseguito.

Ai fini del dimensionamento della sezione si suppone come schema statico quello relativo alla trave appoggiata-appoggiata con luce di calcolo data da:

$$l_c = max\begin{cases} 1{,}05 \cdot l & (si\ incrementa\ la\ luce\ netta\ del\ 5\%) \\ l + \dfrac{2 \cdot l_a}{3} & (distanza\ delle\ due\ risultanti\ agli\ appoggi) \end{cases}$$

Dove:

l luce vano

l_a lunghezza di appoggio

Si determina, in primis, la lunghezza di appoggio:

$$l_a = min\begin{cases} 1{,}5 \cdot h \\ l_R \end{cases}$$

Dove:

h altezza dell'architrave

l_R rientranza dell'architrave all'interno della muratura

Si determina quindi l'altezza del volume di muratura che grava sull'architrave:

$$h_t = (\pi \cdot l)/4$$

Per il caso in esame risulta:

luce di calcolo l_c [m]	**1,40**
Altezza volume di muratura h_t [m]	1,00
Spessore s [m]	1,00

Per il dimensionamento e la verifica dell'architrave si è considerato, a vantaggio di sicurezza, un volume di muratura agente sulla stessa di dimensioni **1,40 x 1,00 x 1,00** m con un peso specifico di 1500 kg/m^3, il che determina un carico distribuito agente sull'architrave, sommato dei carichi derivanti dal solaio, pari a q=7310 kg/m (incrementato del fattore amplificativo per i carichi a vantaggio di sicurezza pari a 1,5).

Lo schema statico considerato è quello di una trave in semplice appoggio, per cui le caratteristiche della sollecitazione sono:

$$M_{Ed} = \frac{\frac{q \cdot l^2}{8}}{n^o_{profili}} \cong 597\ kgm$$

$$V_{Ed} = \frac{\frac{q \cdot l}{2}}{n^o_{profili}} \cong 1706\ kg$$

Dove:

l= luce di calcolo

Dalle caratteristiche della sollecitazione si determina la dimensione del profilo metallico da adottare. Si sceglie di adoperare n°4 profili **HE 120 A** in acciaio S275 collegati tramite barre filettate ϕ10 entro fori ϕ14.

HE 120 A	$N_{by,Rd}$ [kN]	663,7	?	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	31,30	?	
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	663,7		$M_{cz,Rd}$ [kNm]	15,41		
	$V_{ply,Rd}$ [kN]	127,9		$V_{plz,Rd}$ [kN]	290,3		
g (Kg/m):	19,9						
h (mm):	114	r2 (mm):	0				
b (mm):	120	A (cm2):	25,34	iy (cm):	4,89	iz (cm):	3,02
tw (mm):	5	Iy (cm4):	606,2	Iz (cm4):	230,9	IT (cm4):	5,99
tf (mm):	8	Wy (cm3):	106,3	Wz (cm3):	38,48	Iw (cm6):	6.470
r1 (mm):	12	Wpl,y (cm3):	119,5	Wpl,z (cm3):	58,85		

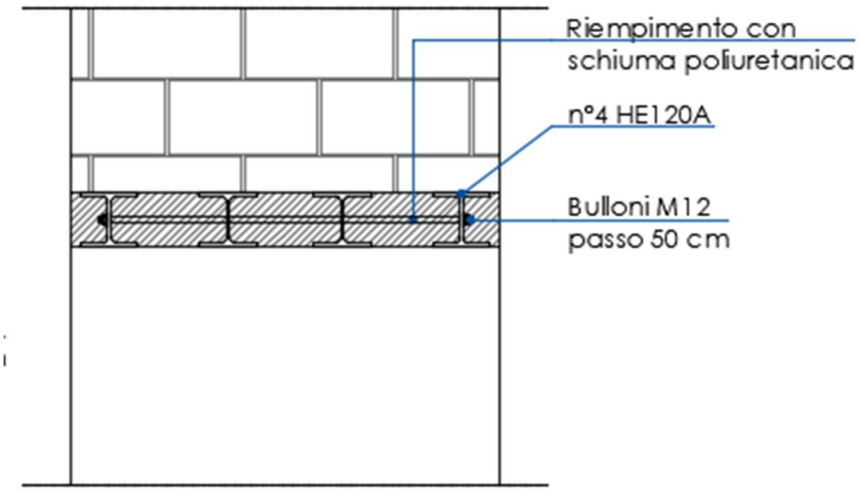


fig.32. Sezione trasversale architrave

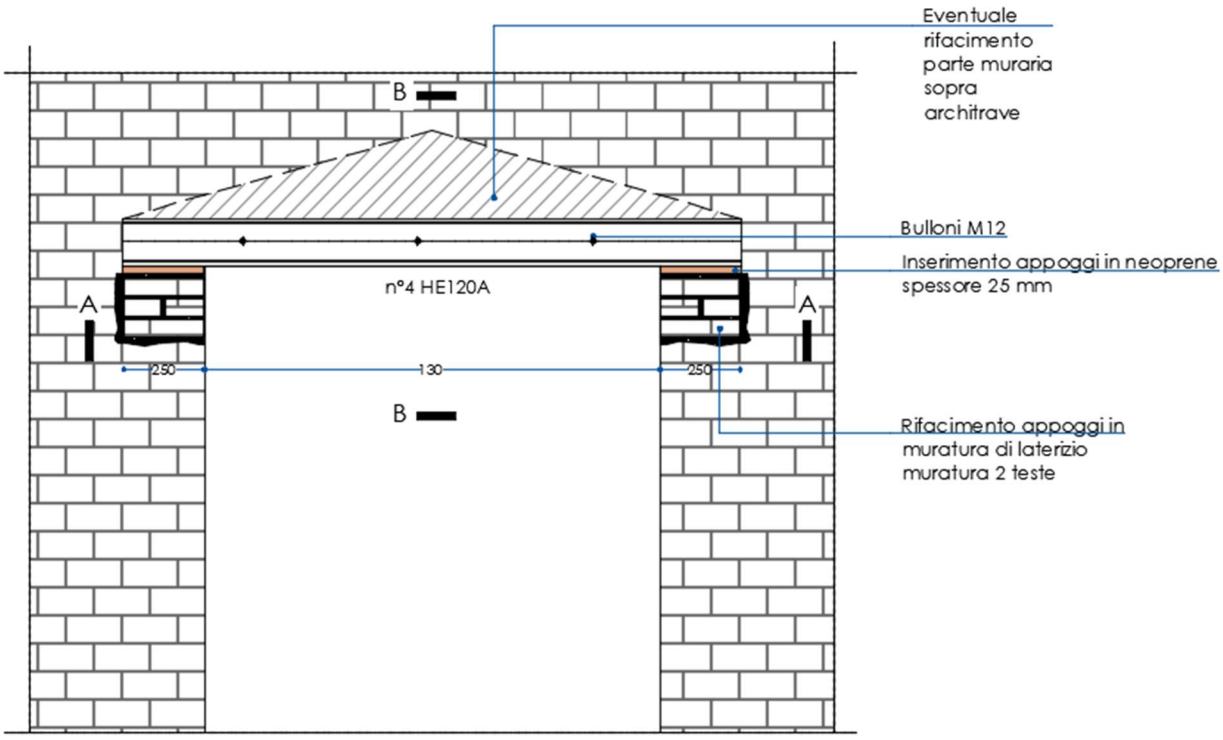


fig.33. Sezione longitudinale architrave

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del profilo adottato:

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a flessione retta

(Flessione nel piano dell'anima)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1,0 \qquad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

M_{Ed} =momento flettente di calcolo
$M_{pl,Rd}$ =momento resistente

W_{pl} = modulo resistente plast
f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	M =	5,97 [kNm]
Scelta del profilo	HE 120 A	
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2	

OUTPUT

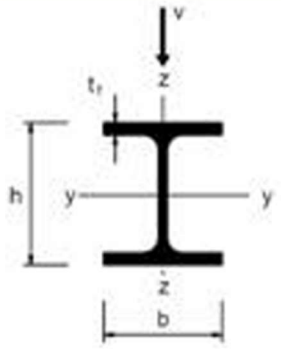
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.3 NTC 2018)

M_{Ed} =	5,97 [kNm]	$M_{Ed} / M_{c,Rd}$:	0,19	**Verifica soddisfatta**
$M_{c,Rd}$ =	31,30 [kNm]			

fig.34. Verifica a flessione

IPE - HE - HL = verifica di resistenza a taglio

(Taglio parallelo all'anima)



$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1,0 \qquad V_{c,Rd} = \frac{A_v(f_{yk}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \qquad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

V_{Ed} = azione tagliante di calcolo
$V_{c,Rd}$ = resistenza di calcolo
A_v = area resistente a taglio
f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
γ_{M0} = coefficiente di sicurezza

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante	V =	17,06 [kN]
Scelta del profilo	HE 120 A	
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2	

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.4 NTC 2018)

V_{Ed} =	17,06 [kN]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ =	0,13	**Verifica soddisfatta**
$V_{pl,Rd}$ =	127,92 [kN]			

fig.35. Verifica a taglio

Come visibile dalle schermate precedenti le verifiche risultano **SODDISFATTE**.

- **Verifica di deformabilità**

Si riporta di seguito la verifica di **deformabilità** considerando sempre lo schema di trave in semplice appoggio.

$$fmax = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0{,}59\ mm$$

Si evince che

$$f_{max} < \delta_{lim} = l/250 = 5{,}60 \text{ mm}$$

per cui la verifica risulta **SODDISFATTA**.

- **Verifica appoggio architrave – muratura**

Per l'architrave si prevede di incassare la stessa all'interno della muratura per una lunghezza pari a 0,25 m e la conseguente realizzazione di due appoggi laterali di dimensioni 0,25 x 1,00 m in mattoni pieni al fine di consentire una migliore distribuzione dei carichi sulla muratura sottostante.

Per la verifica della muratura sottostante gli appoggi laterali all'architrave si considera, quindi, un'area di impronta pari a 0,25x1,00 m, per cui la tensione agente sarà pari a:

$$\sigma_{Ed} = \frac{V}{A} = \frac{51170}{250 \cdot 1000} = 0{,}20 \frac{N}{mm^2}$$

Assumendo per la muratura

$$\sigma_{amm} = f_m/\gamma_m \; FC{=}0{,}39 \; N/mm^2 > \sigma_{Ed}$$

la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Piattabanda tipo B

La piattabanda tipo B sarà costituita da n°**2** profili **HE120A** in acciaio S275 collegati tramite barre filettate ϕ10 in foro ϕ14. Di seguito si riporta il calcolo eseguito.

Ai fini del dimensionamento della sezione si suppone come schema statico quello relativo alla trave appoggiata-appoggiata con luce di calcolo data da:

$$l_c = max \begin{cases} 1{,}05 \cdot l & (si\ incrementa\ la\ luce\ netta\ del\ 5\%) \\ l + \frac{2 \cdot l_a}{3} & (distanza\ delle\ due\ risultanti\ agli\ appoggi) \end{cases}$$

Dove:

l luce vano

l_a lunghezza di appoggio

Si determina, in primis, la lunghezza di appoggio:

$$l_a = min\begin{cases}1{,}5 \cdot h \\ l_R\end{cases}$$

Dove:

h altezza dell'architrave

l_R rientranza dell'architrave all'interno della muratura

Si determina quindi l'altezza del volume di muratura che grava sull'architrave:

$$h_t = (\pi \cdot l)/4$$

Per il caso in esame risulta:

luce di calcolo l_c [m]	**1,70**
Altezza volume di muratura h_t [m]	1,20
Spessore s [m]	0,50

Per il dimensionamento e la verifica dell'architrave si è considerato, a vantaggio di sicurezza, un volume di muratura agente sulla stessa di dimensioni **1,70 x 1,20 x 0,50** m con un peso specifico di 1500 kg/m^3, il che determina un carico distribuito agente sull'architrave, sommato dei carichi derivanti dal solaio, pari a q=5140 kg/m (incrementato del fattore amplificativo per i carichi a vantaggio di sicurezza pari a 1,5).

Lo schema statico considerato è quello di una trave in semplice appoggio, per cui le caratteristiche della sollecitazione sono:

$$M_{Ed} = \frac{\frac{q \cdot l^2}{8}}{n^o_{profili}} \cong 928\ kgm$$

$$V_{Ed} = \frac{\frac{q \cdot l}{2}}{n^{o}_{profili}} \cong 2185\ kg$$

Dove:

l= luce di calcolo

Dalle caratteristiche della sollecitazione si determina la dimensione del profilo metallico da adottare. Si sceglie di adoperare n°2 profili **HE 120 A** in acciaio S275 collegati tramite barre filettate ϕ10 entro fori ϕ14.

HE 120 A	$N_{by,Rd}$ [kN]	663,7	?	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	31,30	?	
	$N_{bz,Rd}$ [kN]	663,7		$M_{cz,Rd}$ [kNm]	15,41		
	$V_{ply,Rd}$ [kN]	127,9		$V_{plz,Rd}$ [kN]	290,3		
g (Kg/m):	19,9						
h (mm):	114	r2 (mm):	0				
b (mm):	120	A (cm2):	25,34	iy (cm):	4,89	iz (cm):	3,02
tw (mm):	5	Iy (cm4):	606,2	Iz (cm4):	230,9	IT (cm4):	5,99
tf (mm):	8	Wy (cm3):	106,3	Wz (cm3):	38,48	Iw (cm6):	6.470
r1 (mm):	12	Wpl,y (cm3):	119,5	Wpl,z (cm3):	58,85		

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza del profilo adottato:

Verifiche resistenza NTC 2018 - §4.2						
Verifica a trazione (§4.2.4.1.2.1)		$N_{pl,Rd}$ =	663,56	N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a compressione (§4.2.4.1.2.2)		$N_{c,Rd}$ =		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =		
Verifica a flessione retta (§4.2.4.1.2.3)		$M_{y,c,Rd}$ =	31,30	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,c,Rd}$ =	0,30	verifica soddisfatta
		$M_{z,c,Rd}$ =	15,41	$M_{y,Ed}$ / $M_{z,c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4)		$V_{z,c,Rd}$ =	127,87	$V_{z,Ed}$ / $V_{z,c,Rd}$ =	0,17	verifica soddisfatta
		$V_{y,c,Rd}$ =	309,02	$V_{y,Ed}$ / $V_{y,c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica a flessione-taglio (§4.2.4.1.2.6)		$M_{y,V,Rd}$ =	29,93	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,V,Rd}$ =	0,31	verifica soddisfatta
		$M_{z,V,Rd}$ =	0,00	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,V,Rd}$ =	#DIV/0!	#DIV/0!
Verifica a presso/tenso-flessione retta (§4.2.4.1.2.7)	Sez. Classe 1-2	$M_{N,y,Rd}$ =	31,30	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,N,Rd}$ =	0,30	verifica soddisfatta
		$M_{N,z,Rd}$ =	15,41	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,N,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{My,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
		$\lvert\sigma_{Mz,Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a presso/tenso-flessione deviata (§4.2.4.1.2.8)	Sez. Classe 1-2	$(M_{y,Ed} / M_{y,N,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{z,N,Rd})^{5n}$ =			0,30	verifica soddisfatta
	Sez. Classe 3-4	$\lvert\sigma_{Ed}\rvert$ =		f_{yd} =		
Verifica a flessione-taglio-sforzo assiale (§4.2.4.1.2.9)		$M_{y,N+V,Rd}$ =	31,30		0,30	verifica soddisfatta
		$M_{z,N+V,Rd}$ =	15,41		0,00	verifica soddisfatta
Verifiche stabilità NTC 2018 - §4.2						
Verifica stabilità aste compresse (§4.2.4.1.3.1)		$N_{y,b,Rd}$ =	614,42	N_{Ed} / $N_{y,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
		$N_{z,b,Rd}$ =	501,78	N_{Ed} / $N_{z,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta
Verifica stabilità travi inflesse (§4.2.4.1.3.2)		$M_{y,b,Rd}$ =	27,03	$M_{y,Ed}$ / $M_{y,b,Rd}$ =	0,34	verifica soddisfatta
		$M_{z,b,Rd}$ =	14,77	$M_{z,Ed}$ / $M_{z,b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta

fig.36. Verifica profilo in carpenteria metallica

Come visibile dalle schermate precedenti le verifiche risultano **SODDISFATTE**.

- **Verifica di deformabilità**

Si riporta di seguito la verifica di **deformabilità** considerando sempre lo schema di trave in semplice appoggio.

$$fmax = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0{,}77\ mm$$

Si evince che

$$f_{max} < \delta_{lim} = l/250 = 6{,}80\ mm$$

per cui la verifica risulta **SODDISFATTA**.

- **Verifica appoggio architrave – muratura**

Per l'architrave si prevede di incassare la stessa all'interno della muratura per una lunghezza pari a 0,25 m e la conseguente realizzazione di due appoggi laterali di dimensioni 0,25 x 0,50 m in mattoni pieni al fine di consentire una migliore distribuzione dei carichi sulla muratura sottostante.

Per la verifica della muratura sottostante gli appoggi laterali all'architrave si considera, quindi, un'area di impronta pari a 0,25x0,50 m, per cui la tensione agente sarà pari a:

$$\sigma_{Ed} = \frac{V}{A} = \frac{43690}{250 \cdot 500} = 0{,}35 \frac{N}{mm^2}$$

Assumendo per la muratura

$$\sigma_{amm} = f_m/\gamma_m \; FC = 0{,}39 \; N/mm^2 > \sigma_{Ed}$$

la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Meccanismi di collasso locale – Stato di progetto

L'intervento di connessione trasversale delle pareti murarie, comportando la collaborazione delle pareti ortogonali assicura che **NON CI SIA L'ATTIVAZIONE DI NESSUN MECCANISMO LOCALE DI COLLASSO.**

Progetto strutturale – Rifacimento solaio blocco B.2

Il progetto strutturale prevede il completo abbattimento e rifacimento del solaio di copertura del blocco B.2.

Tale intervento si è reso necessario a causa dell'elevato stato di degrado in cui versa il suddetto orizzontamento dovuto alla vetustà dello strato impermeabilizzante sovrastante.




fig.37. Vista solaio blocco B.2

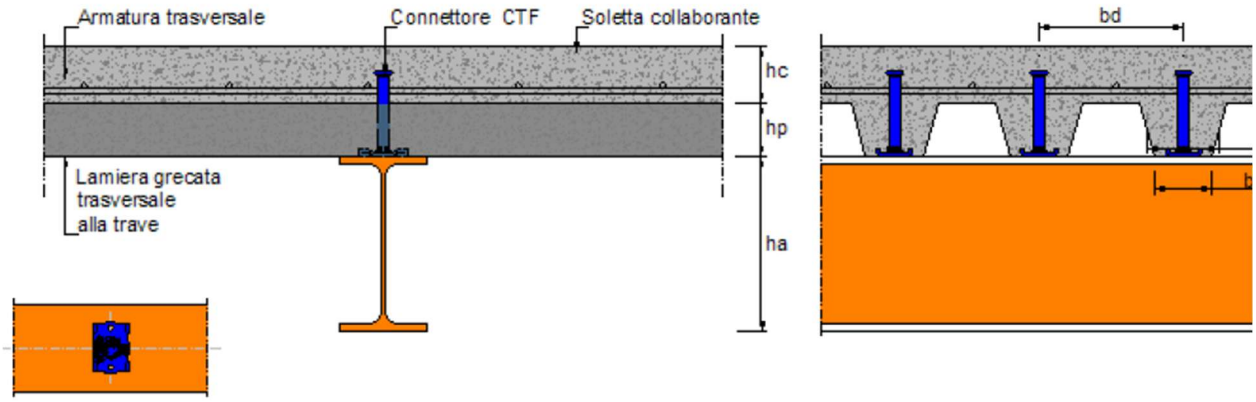
Come visibile anche dalle foto precedenti, il solaio versa in uno stato di degrado, al parere dello scrivente, irrecuperabile: i profili esistenti in c.a.p. sono completamente fessurati con le armature corrose ed altrettanto è possibile notare per i profili in carpenteria utilizzati per il rinforzo con la conseguente incapacità del sistema di rispondere alle sollecitazioni di carico; quanto detto è confermato anche dalla presenza di un diffuso sistema di puntellature volte al sostegno provvisorio del solaio.

Per il solaio in esame, quindi, la scelta progettuale prevede la sua completa demolizione e la conseguente realizzazione di un solaio collaborante in acciaio e calcestruzzo con lamiera grecata.

Il nuovo solaio sarà costituito da profili HE260A in acciaio S275 posti ad interasse 85 cm con lamiera grecata A55/P660 Hi-Bond, connettori CTF 12/90 e soletta in calcestruzzo C25/30 di spessore 5 cm.

Si riporta di seguito il calcolo condotto.

Tipologia	Soletta su lamiera perpendicolare ai profili.		**Coefficienti di sicurezza**		DM17/01/2018
	Trave puntellata			Azioni - Permanenti:	1.30
	Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti.			Azioni - Perm. non strutturali:	1.30
	Ambiente:	secco		Azioni - Variabili:	1.50
				Materiali - Acciaio:	1.05
	Limite all'inflessione delta 2=L /	300		Materiali - Calcestruzzo:	1.50
	Limite all'inflessione finale = L /	250		Materiali - Connettori:	1.25
				Materiali - Acciaio per barre :	1.15
				Materiali - Lamiera Grecata:	1.10
Geometria	Luce di calcolo:	1092.0 cm	**Profilo metallico**		
	Interasse travi: (b)	85.0 cm		Tipo:	HE 260 A
	Spessore soletta: (hc)	5.0 cm		Altezza trave - ha:	250.0 mm
	-			Larghezza ala superiore - bf:	260.0 mm
				Spessore ala superiore - tf:	12.5 mm
	Altezza lamiera grecata: (hp)	5.5 cm		Larghezza ala inferiore - bfi:	260.0 mm
	Largh. media nervatura: (b0)	7.50 cm		Spessore ala inferiore - tfi:	12.5 mm
	Largh. inferiore nerv.: (binf)	6.15 cm		Spessore anima - tw:	7.5 mm
	Interasse nervature: (bd)	15.0 cm		Raggio - r0:	24.0 mm
				Raggio - r1:	0.0 mm
				Area:	8682 mm2
				Iy:	10450.0 cm4
				Wy Sup:	836400 mm3
				Wy Inf:	836400 mm3
				W Ply:	919800 mm3
Cls	C25/30		**Acciaio**	S275	
	fck:	25 N/mm2		fy:	275 N/mm2
	Rck:	30 N/mm2			
	Peso specifico:	24.0 kN/m3		Es	210000 N/mm2
	Ecm:	31476 N/mm2			



Fase 1+2 - Sezione mista - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1	Calcolo plastico	
Base efficace (Beff):	85.0 cm	Azioni:	6.29 kN/m
Asse neutro pl. da estradosso:	19.1 cm	Altezza totale:	35.5 cm
Momento sollecitante - MEd:	93.7 kNm	Taglio sollecitante - VEd:	34.3 kN
Momento resistente - MRd:	285.4 kNm	Taglio resistente VRd:	283.5 kN
Verifica momento:	0.33	Verifica taglio:	0.12

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 Controfreccia iniziale:	0.0 mm		
Delta 1 Peso proprio + Carico Permanente:	18.4 mm		
Delta 2 Carico varibile + Effetto viscosità:	7.5 mm		
Delta 2 Effetto ritiro cls:	7.6 mm		
Delta 2 Totale:	15.1 mm	= L / 722	
Delta Finale Totale:	33.6 mm	= L / 325	

Asse neutro elastico dall'estradosso cls:	17.5 cm		
Coeff. di omogeneizzazione - n	- istantaneo: 6.67	- a tempo infinito: 13.34	
Momento di inerzia sezione omog. - I	- istantaneo: 26023.8 cm4	- a tempo infinito: 20309.1 cm4	
Incremento freccia per interazione incompleta:	1.3		
Frequenza fondamentale naturale:	4.8 Hz	calcolata con combinazione frequente.	psi1= 0.0

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a parziale ripristino di resistenza	
Nc Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di calcolo (kN):	281
Nc,f Compressione nella soletta in calcestruzzo nel caso di completo ripristino di resistenza (kN):	602
Nc,el Compressione nella soletta in calcestruzzo corrispondente al massimo momento elastico Mel,Rd (kN):	610

Tipo Connettore:		CTF 12/90	
Altezza:		90 mm	
Resistenza del connettore - PRd:		31.90 kN	
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k:		0.61	
Coeff. riduttivo relativo a 2 o più conn. per nerv. k2:		0.43	
Resistenza connettore con 1 conn. per nerv. PRd * k:		19.38 kN	
Resistenza connettore con più di 1 conn. per nerv. PRd * k2:		13.70 kN	
Connettore duttile		Distribuzione connettori plastica uniforme	
Posizionamento connettori:		Nervature per trave	Connettori per trave
Distribuzione uniforme:		73	29
-- alternativa --		Nervature per settore	Connettori per settore
Distribuzione variabile:	settore a sinistra	18	-
	settore centrale	37	-
	settore a destra	18	-
	Totale		-

Come visibile dalla schermata precedente, le verifiche risultano **SODDISFATTE**.

Consolidamento estradossale solai in putrelle e tavelloni

Come discusso nei paragrafi precedenti, lo stato di progetto prevede la realizzazione di un consolidamento estradossale di alcuni solai in putrelle e tavelloni.

Più nello specifico, l'intervento consiste nella realizzazione di una soletta estradossale collaborante a spessa 30 mm tipo Planitop HPC Floor® della Mapei.

Si riportano le verifiche condotte.

Geometria della sezione esistente

L'elemento in acciaio da rinforzare ha una sezione trasversale:

- Altezza della sezione trasversale 140.0 mm
- Larghezza della sezione trasversale 73.0 mm
- Spessore dell'anima 4.7 mm
- Spessore delle ali 6.9 mm
- Raggio di raccordo 7.0 mm

La luce di calcolo della trave è 5500.0 mm e l'interasse è di 900.0 mm.

Carichi agenti

I carichi agenti sulla trave in acciaio sono:

Peso proprio G_{1k}	1.5 kN/m^2
Carichi permanenti non strutturali G_{2k}	1.45 kN/m^2
Sovraccarico accidentale Q_k	3.0 kN/m^2

Combinazione di carico

Allo Stato Limite Ultimo

Il valore del carico nella combinazione di carico nella fase provvisionale è dato dalla:

$$q_{provvisionale,SLU} = (\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k}) \cdot interasse = 1.92\ kN/m$$

Il valore del carico nella combinazione di carico nella fase definitiva è dato dalla:

$$q_{definitiva,SLU} = (\gamma_{G1} \cdot G_{1k} + \gamma_{G2} \cdot G_{2k} + \gamma_{Q} \cdot Q_{k}) \cdot interasse = 7.67\ kN/m$$

Allo Stato Limite di Esercizio

Il valore del carico nella combinazione di carico nella fase provvisionale è dato dalla:

$$q_{provvisionale,SLE} = (G_{1k} + G_{2k}) \cdot interasse = 1.48\ kN/m$$

Il valore del carico nella combinazione di carico di lungo termine nella fase definitiva è dato dalla:

$$q_{definitiva,SLE1} = (G_{1k} + G_{2k} + \psi \cdot Q_{k}) \cdot interasse = 2.78\ kN/m$$

Il valore del carico nella combinazione di carico di breve termine nella fase definitiva è dato dalla:

$$q_{definitiva,SLE2} = (Q_{k}) \cdot interasse = 2700.0\ \ kN/m$$

Sollecitazioni

Allo Stato Limite Ultimo

Nella combinazione di carico nella fase provvisionale il momento agente e il taglio agente valgono rispettivamente:

$$M_{Ed,provvisionale,SLU} = \frac{q_{provvisionale,SLU} \cdot L^2}{8} = 7.27\ kNm$$

$$V_{Ed,provvisionale,SLU} = \frac{q_{provvisionale,SLU} \cdot L}{2} = 5.29\ kN$$

Nella combinazione di carico nella fase definitiva il momento agente e il taglio agente valgono rispettivamente:

$$M_{Ed,definitiva,SLU} = \frac{q_{definitiva,SLU} \cdot L^2}{8} = 29.0\ kNm$$

$$V_{Ed,definitiva,SLU} = \frac{q_{definitiva,SLU} \cdot L}{2} = 21.09\ kN$$

Verifica fase provvisionale agli Stati Limite Ultimi

Il momento critico della sezione pre intervento è dato dalla:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + \left(C_2 \cdot z_g\right)^2} - C_2 \cdot z_g \right]$$

$$= 4.390694305E7\ kNm$$

Dove

C_1, C_2 e k dipendono dalle condizioni di vincolo e di carico

Moment distribution	k_c
$\psi = 1$	1,0
$-1 \le \psi \le 1$	$\frac{1}{1{,}33 - 0{,}33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Loading and support conditions	Bending moment diagram	C_1	C_2
		1,127	0,454
		2,578	1,554
		1,348	0,630
		1,683	1,645

Note : the critical moment M_{cr} is calculated for the section with the maximal moment along the member

E e G sono rispettivamente il modulo elastico normale e il modulo elastico a taglio dell'acciaio

I_z è il momento di inerzia attorno all'asse debole

I_w è il momento di inerzia settoriale o costante di ingobbamento

I_T è il momento di inerzia torsionale

z_g è l'ordinata del carico rispetto al baricentro della sezione (generalmente pari alla metà dell'altezza della sezione)

Il momento resistente della sezione è dato dalla:

$$M_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot W_y = 17.3\ kNm$$

Il momento resistente di instabilità laterale è dato dalla:

$$M_{b,a,Rd} = \chi_{LT,mod} \cdot f_{yd} \cdot W_y = 17.3\ kNm$$

Dove

W_y è il modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte

$\chi_{LT,mod}$ è il coefficiente che tiene conto dell'instabilità

Essendo

$$M_{pl,a,Rd} = 17.3\ kNm\ >\ M_{Ed,provvisionale,SLU} = 7.27\ kNm$$

$$M_{b,a,Rd} = 17.3\ kNm\ \ >\ M_{Ed,provvisionale,SLU} = 7.27\ kNm$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Il taglio resistente è dato dalla:

$$V_{Rd} = \frac{f_{yd} \cdot A_a}{\sqrt{3}} = 86.41\ kN$$

Essendo

$$V_{Rd} = 86.41\ kN > V_{Ed,provvisionale,SLU} = 5.29\ kN$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica fase definitiva agli Stati Limite Ultimi

Flessione

La posizione dell'asse neutro plastico è data dall'equilibrio alla traslazione:

$$N = A_{trave} \cdot f_{yd} - 0{,}85 \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} \cdot f_{cd} = 0$$

$$x_{pl} = \frac{A_{trave} \cdot f_{yd}}{0{,}85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = 10.51\ mm$$

Dove

A_{trave} è l'area della trave in acciaio esistente

b_{eff} è la base efficace della soletta collaborante pari a $b_{eff} = min\{L/8 \cdot 2; i\}$

L è la luce di calcolo della trave

i è l'interasse delle travi

x_{pl} è la posizione dell'asse neutro

f_{cd} è la resistenza di progetto della malta impiegata

Nota la posizione dell'asse neutro, il momento resistente della sezione rinforzata è data dalla:

$$M_{pl,Rd} = 0{,}85 \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2}\right) = 30.48\ kNm$$

Essendo

$$M_{pl,Rd} = 30.48kNm \ > \ M_{Ed,definitivo,SLU} = 29.0\ kNm$$

La verifica risulta soddisfatta.

Taglio

Il taglio resistente è dato dalla:

$$V_{Rd} = \frac{f_{yd} \cdot A_a}{\sqrt{3}} = 86.41kN$$

Essendo

$V_{Rd} = 86.41\ kN \ > \ V_{Ed,definitivo,SLU} = 21.09\ kN$

La verifica risulta soddisfatta.

Progetto dei connettori a taglio

Connessione a completo ripristino

La connessione deve essere in grado di assorbire l'intera forza di compressione della soletta, tale forza è definita forza di scorrimento ed è data dalla:

$$N_{c,f} = 0{,}85 \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 321.68\ kN$$

Considerando una barra di acciaio tradizionale B450C diametro 10 mm, una lunghezza della saldatura pari alla base dell'ala $L_{eff} = 73.0\ mm$, una altezza della gola della saldatura pari a $a = 5\ mm$ e una tensione di progetto della saldatura pari a

$$f_{vwd} = f_{yk}/\sqrt{3} \cdot \frac{1}{0{,}8} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

con $\gamma_v = 1{,}25$, si ottiene una forza

$$F_{vwd} = a \cdot f_{vwd} = 135.68\ kN/m$$

Da cui la forza del singolo connettore punto

$$F_{conn,d} = F_{vwd} \cdot L_{eff} = 49.52\ kN/connettore$$

Il numero minimo di connettori è dato dalla:

$$n_f = 2\frac{N_{c,f}}{F_{conn,d}} = 12.99$$

Con un passo

$$s_{conn} = \frac{l}{n_{f,1}} = 424.0\ mm$$

Per impedire la separazione della soletta, i connettori a taglio dovrebbero essere progettati per resistere a una forza di trazione finale nominale, perpendicolare al piano della flangia in acciaio, di almeno 0,1 volte la resistenza al taglio finale di progetto dei connettori. A tal proposito una connessione chimica realizzata con EPORIP e QUARZO 1.2 svolge questa funzione di ancoraggio.

Verifica del puntone e del tirante

La verifica delle resistenze a compressione e trazione nella soletta di rinforzo è necessaria per l'eliminazione di possibili rotture fragili nel calcestruzzo a causa degli elevati sforzi di taglio che si concentrano in prossimità della connessione.

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche è determinata, sulla base delle ipotesi di calcolo seguite per la definizione del momento resistente plastico della sezione, dalla forza di compressione massima sviluppata nella soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza è ottenuta dalla:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_a}{\Delta x \cdot h_c} = 1.95\ MPa$$

Dove

Δx è la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo

h_c è lo spessore della soletta in FRC

ΔF_a è la forza di taglio pari a $\Delta F_a = N_c/2$

N_c è la forza di scorrimento agente nella soletta pari a $N_c = N_{c,f} \cdot \eta$

η tiene conto del grado di connessione, per connessione a totale ripristino $\eta = 1$

Verifica dei puntoni

La resistenza del puntone è data dalla:

$$v_{Rd,c} = v\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 9.12\ MPa$$

Dove

θ è l'inclinazione dei puntoni compressi, in favore di sicurezza $\theta = 45°$

$$v = 0{,}6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto

$$v_{Rd,c} = 9.12\ \ MPa\ >\ v_{Ed} = 1.95\ MPa$$

Verifica dei tiranti

La resistenza del tirante è data dalla:

$$v_{Rd,f} = F_{ftuk} = 2.07\ MPa$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto

$$v_{Rd,f} = 2.07\ MPa > v_{Ed} = 1.95\ MPa$$

Progetto strutturale – Nuove realizzazioni: impianto elevatore

Criteri progettuali

Per la struttura in oggetto si prevede la realizzazione di telaio in carpenteria metallica ad un'unica campata. Nello specifico, la struttura portante sarà costituita da 4 colonne L180x180 sp 18 mm mentre gli elementi orizzontali saranno costituiti profili accoppiati L100x100 sp 10 mm; tali profili saranno bullonati in opera alle colonne e su di essi saranno

posizionati i vetri che costituiranno l'elemento di chiusura; completa la struttura in carpenteria metallica la realizzazione di controventi concentrici costituiti da cavi ϕ10 in acciaio S355 posti in opera sui tre lati.

L'elemento di copertura dell'ascensore così come i pianerottoli di sbarco ai vari piani sarà costituito da un solaio in lamiera grecata e getto collaborante in cls.

La struttura in carpenteria metallica appena descritta poggerà su un basamento in c.a. alto 1,20 m di spessore pari a 30 cm poggiante a sua volta su una fondazione in c.a. alta 40 cm.

Si riportano in breve i criteri progettuali adottati per modellazione, calcolo e verifica del fabbricato:

CRITERI PROGETTUALI

Tipo di costruzione (Tab.2.4.I)	Costruzioni con livelli di prestazione ordinarie (V_N= 50 anni)
Classe d'uso (Tab.2.4.II)	III (C_U = 1,5)
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75 anni
Regolarità in pianta	SI
Regolarità in altezza	SI
Fattore di comportamento utilizzato	1,50
Tipologia strutturale	Struttura a telaio
Comportamento strutturale	Comportamento non dissipativo
Tipo di analisi svolta	Dinamica Lineare
Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Modellazione ed analisi

Modello di calcolo e modalità di analisi

Il calcolo e la verifica degli elementi strutturali oggetto della presente relazione sono stati condotti con una modellazione di calcolo agli elementi finiti. In particolare per il calcolo delle sollecitazioni più gravose elemento per elemento è stata effettuata una modellazione di tipo spaziale con elementi Beam (a due nodi) utilizzando il programma NOLIAN della Softing S.r.l. Le caratteristiche degli elementi a due nodi (Beam) sono descritte riferendosi ad un sistema di riferimento proprio di ciascun elemento detto "sistema di riferimento locale". Il sistema di riferimento locale è un sistema di coordinate ortogonali destrorso. Si assume come asse X locale l'asse longitudinale dell'elemento e cioè quello che passa per i due nodi di estremità dell'elemento. Per gli altri due assi dell'elemento si assumono gli assi principali di inerzia della sezione trasversale dell'elemento.

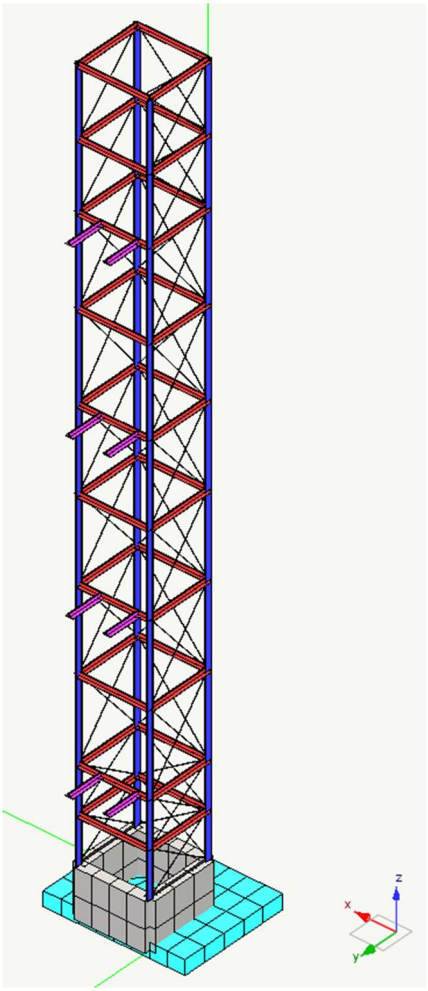


fig.38. Modello tridimensionale ad elementi finiti

Il modello della struttura analizzato è costituito da elementi resistenti spaziali connessi tra loro. Per il calcolo, al fine di considerare l'eccentricità accidentale, è stato applicato un momento torcente di piano; in modo automatico sono state generate le forze statiche equivalenti con distribuzione lineare secondo l'altezza e quindi, da queste forze di piano, traslandone il punto di applicazione di una quantità pari al 5% della larghezza della struttura, è stato ricavato il momento torcente di piano.

Gli effetti dell' azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, in particolare ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono

distinti, così come definito al § 8.7.2, in "duttili" e "fragili". La distinzione tra meccanismi duttili (verifiche a pressoflessione retta e deviata) e meccanismi fragili (verifiche a taglio, torsione, rottura dei nodi) viene eseguita in automatico dal programma di calcolo impiegato e di conseguenza vengono utilizzate le relative regole di verifica. I tabulati relativi al calcolo (Nolian) ed alla verifica (Easysteel) sono riportati in allegato separato. In essi sono riassunti i seguenti dati:

Tabulato Nolian (calcolo):

- Coordinate e dati dei nodi;
- Estremi e dati degli elementi;
- Elementi tipo;
- Materiali;
- Carichi tipo;
- Spettri di risposta;
- Carichi distribuiti;
- Masse distribuite;
- Parametri sismici;
- Risultati:
    - Parametri di analisi;
    - Autovalori;
    - Coefficiente di partecipazione e fattori di smorzamento;
    - Spostamenti;
    - Risultati elemento;

- Autovalori.

Tabulato EasySteel (verifica):

- Caratteristiche dei materiali
- Tipi di carico
- Criteri di resistenza degli elementi
- Parametri di verifica resistenza e instabilità flesso-torsionale
- Parametri di verifica resistenza e instabilità a taglio
- Classificazione profilo

Tabulato EasyWall (verifica):

- Verifica flesso-membranale
- Verifica a taglio
- Verifica stato limite di esercizio: fessurazione
- Verifica stato limite di esercizio: tensioni calcestruzzo
- Verifica stato limite di esercizio: tensioni acciaio

- **Schemi strutturali posti alla base dei calcoli**

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando le disposizioni delle NTC2018. Per una maggiore chiarezza nei paragrafi successivi si riportano le schermate desunte dal programma di calcolo.

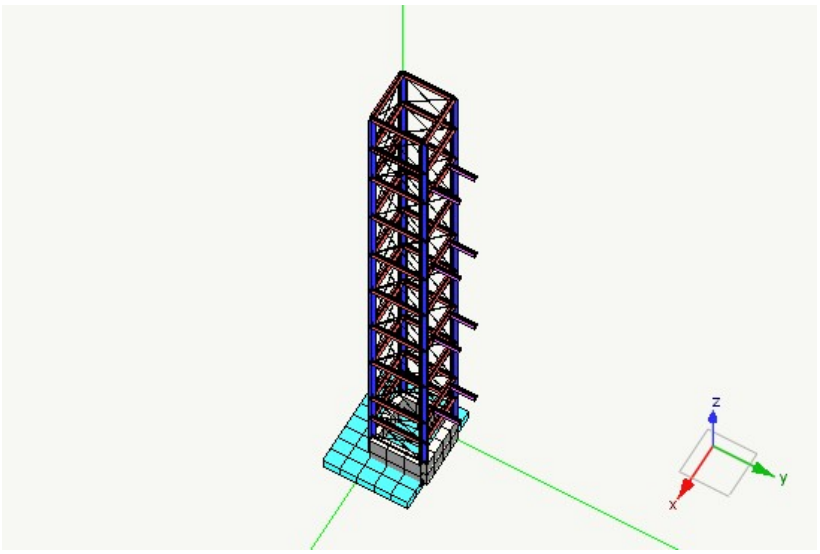


fig.39. Vista anteriore

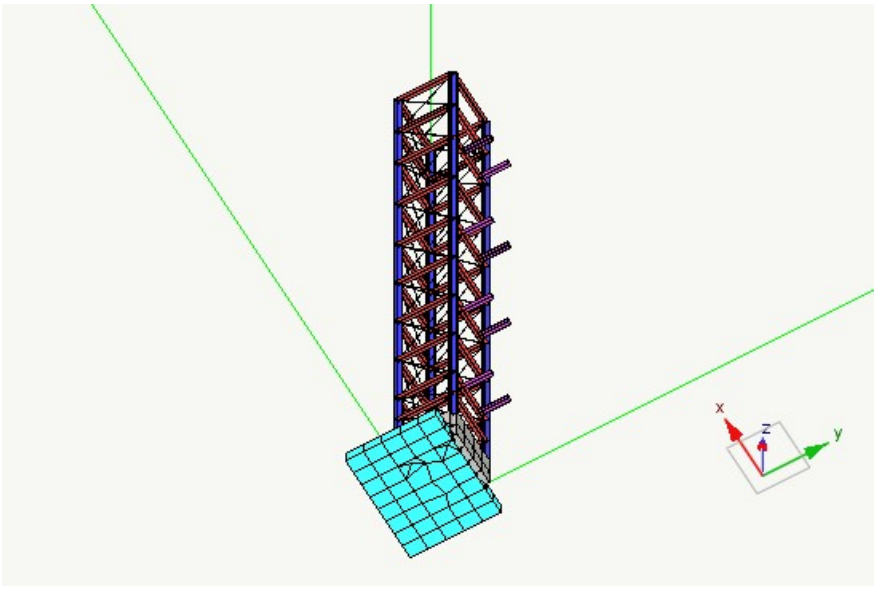


fig.40. Vista posteriore

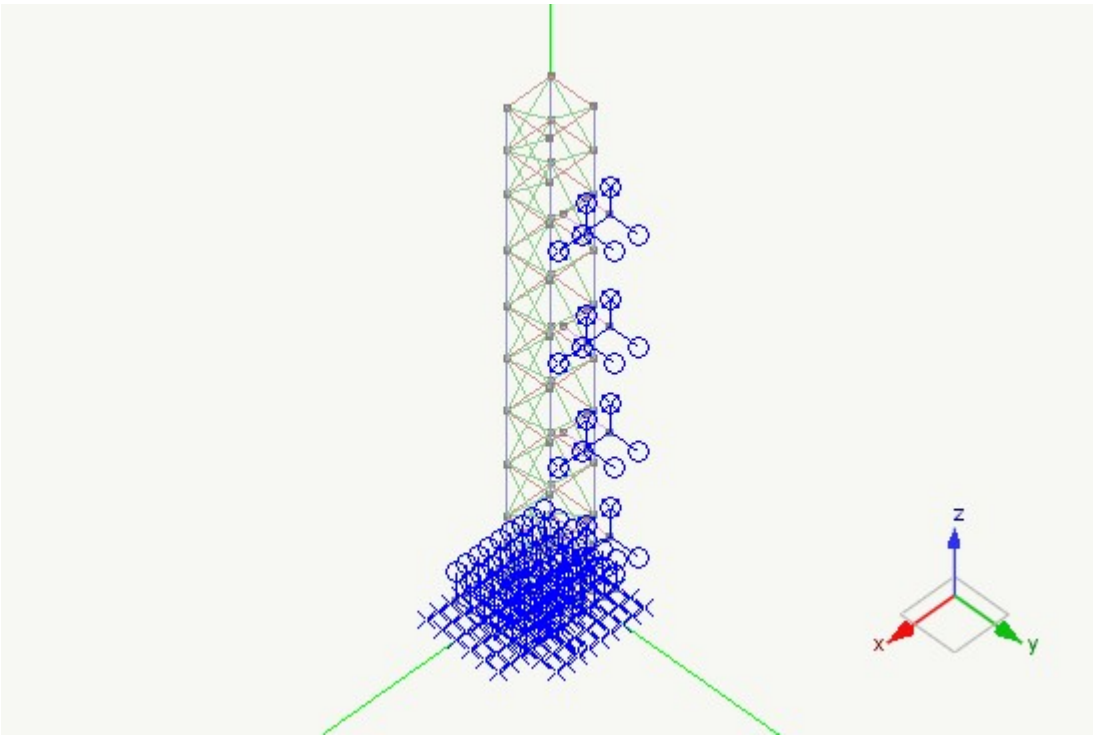


fig.41. Rappresentazione schema vincolare

- **Andamento delle deformate nelle varie condizioni di carico**

ANDAMENTO DELLE DEFORMATE NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO

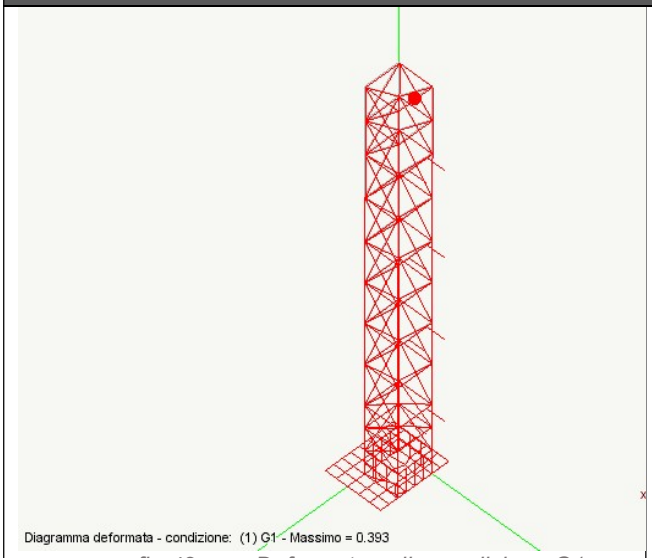


fig.42. Deformata nella condizione G1

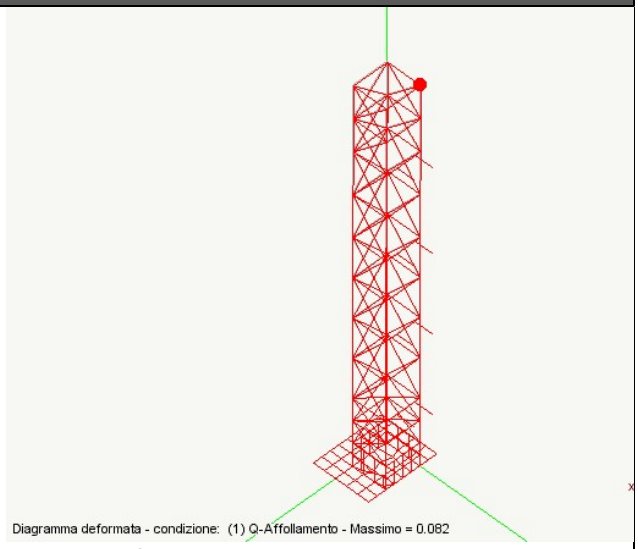


fig.43. Deformata nella condizione Q-affollamento

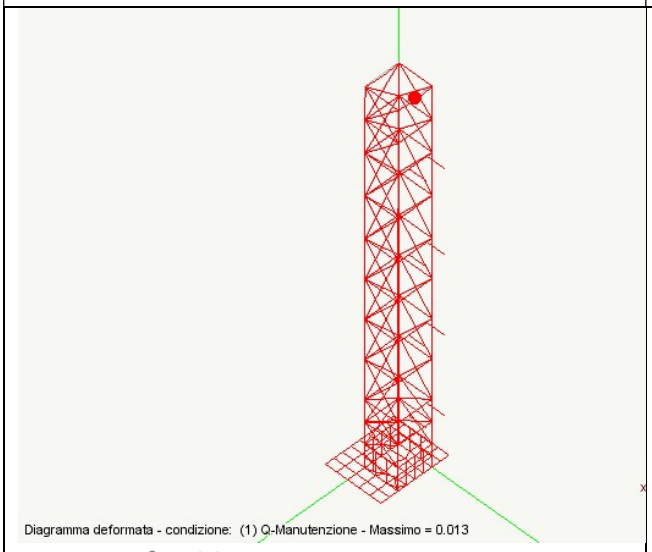


fig.44. Deformata nella condizione Q-Manutenzione

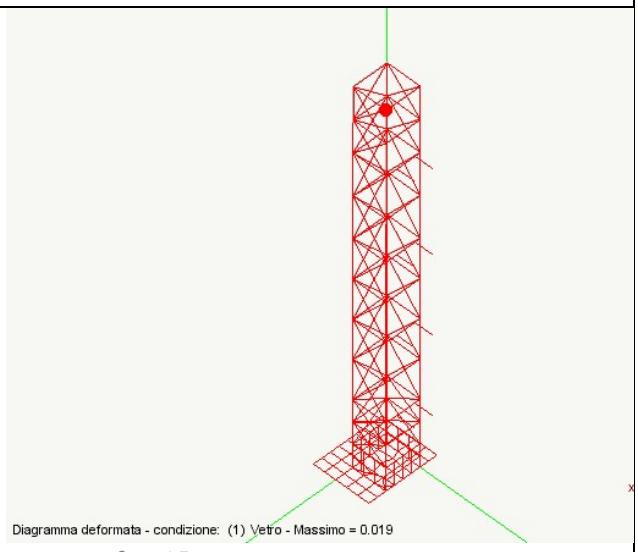


fig.45. Deformata nella condizione Vento

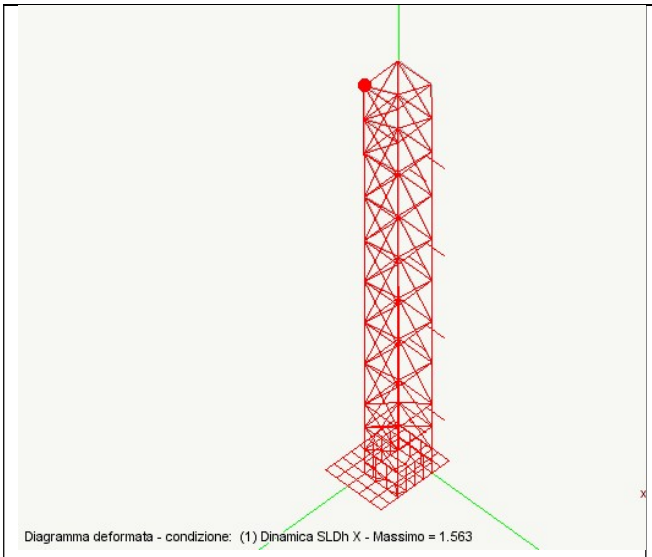


fig.46. *Deformata nella condizione Dinamica SLD-X*

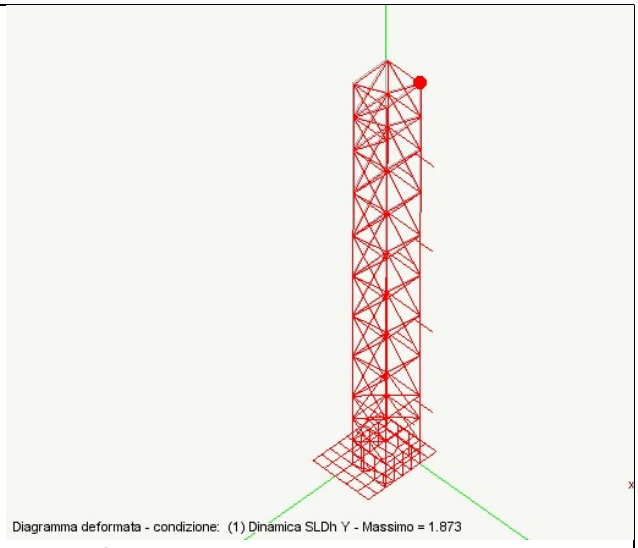


fig.47. *Deformata nella condizone Dinamica SLD-Y*

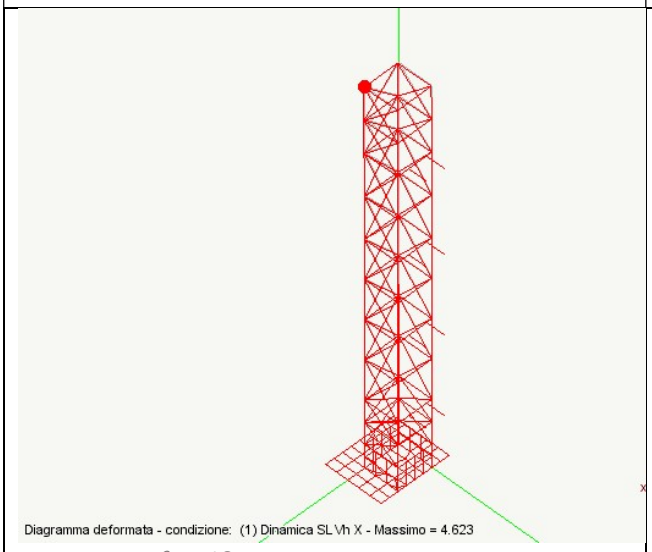


fig.48. *Deformata Dinamica SLV-X*

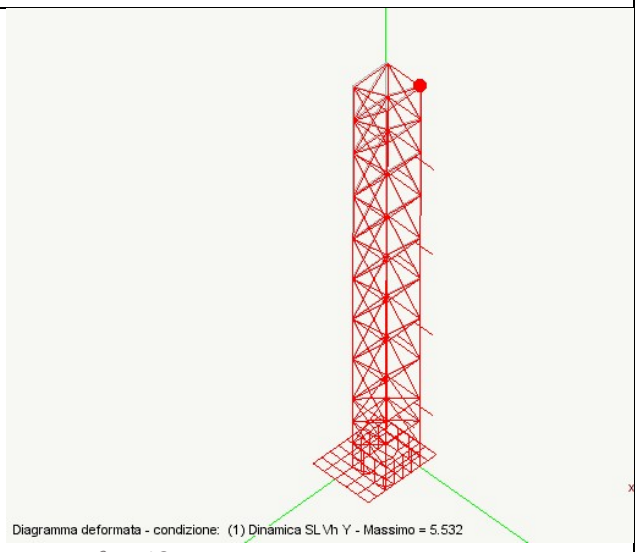


fig.49. *Deformata nella condizione Dinamica SLV-Y*

- **Diagrammi delle sollecitazioni**

fig.50. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

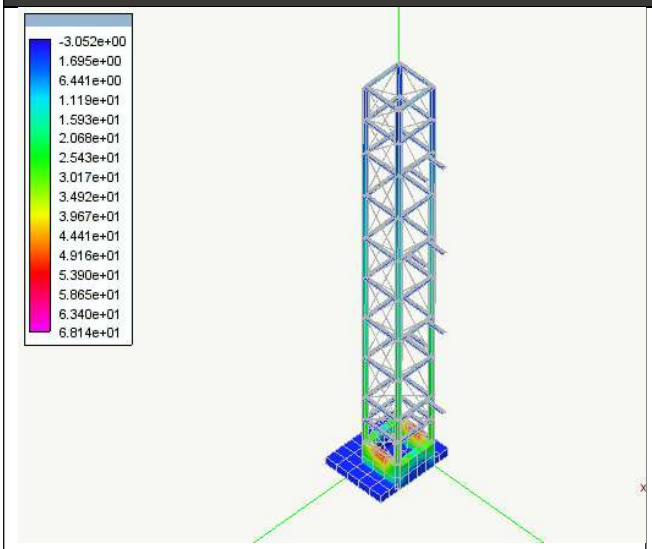


fig.51. Condizione G_1

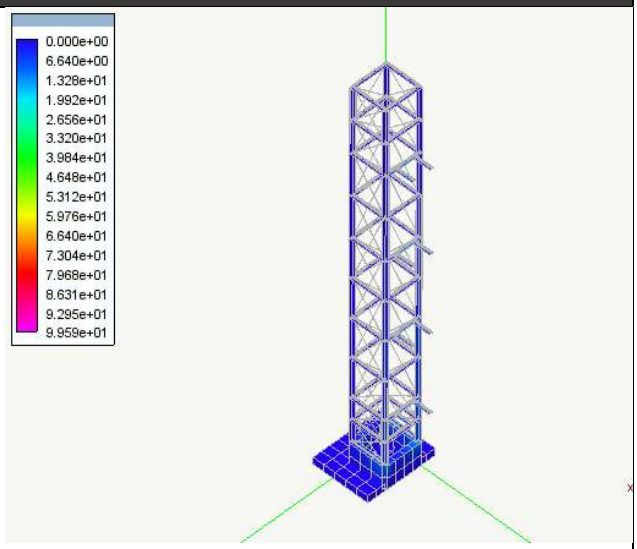


fig.52. Condizione Q-Affollamento

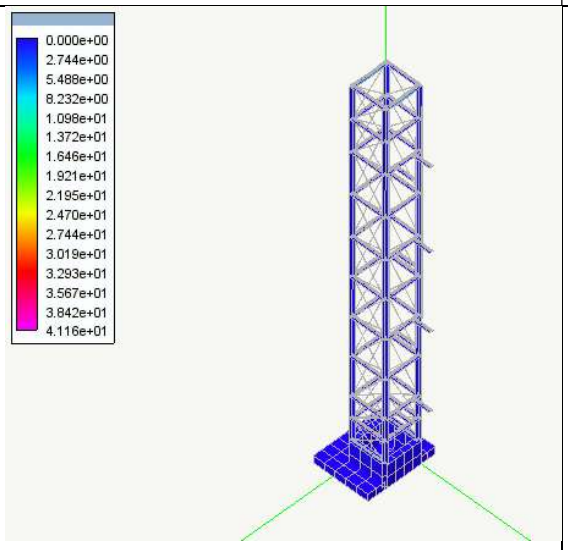


fig.53. Condizione Q-Manutenzione

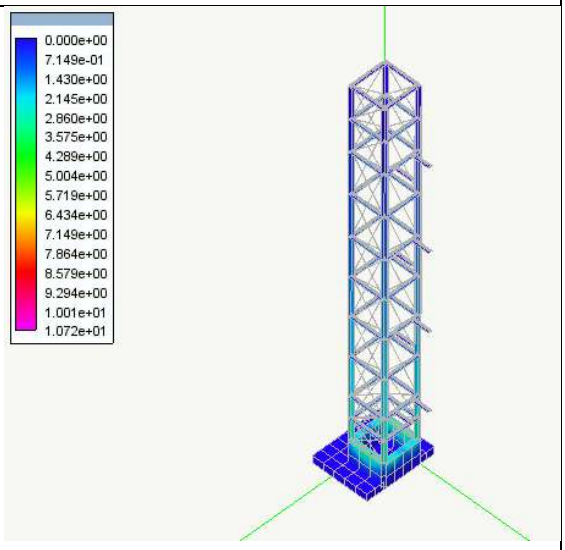


fig.54. Condizione Vento

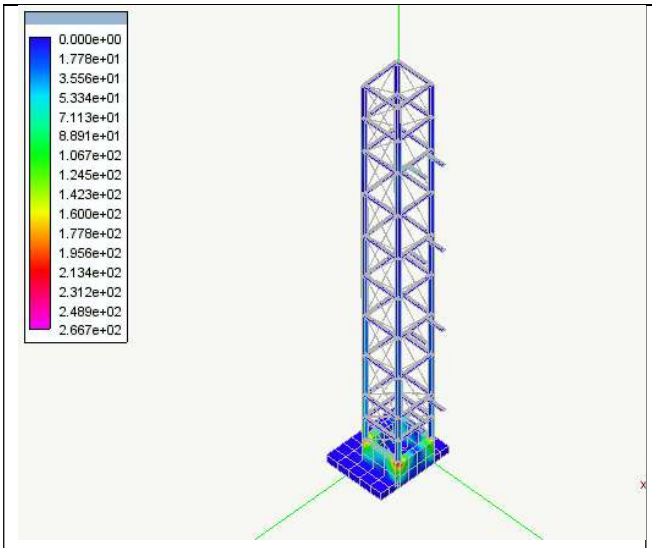


fig.55. Condizione Dinamica SLD-X

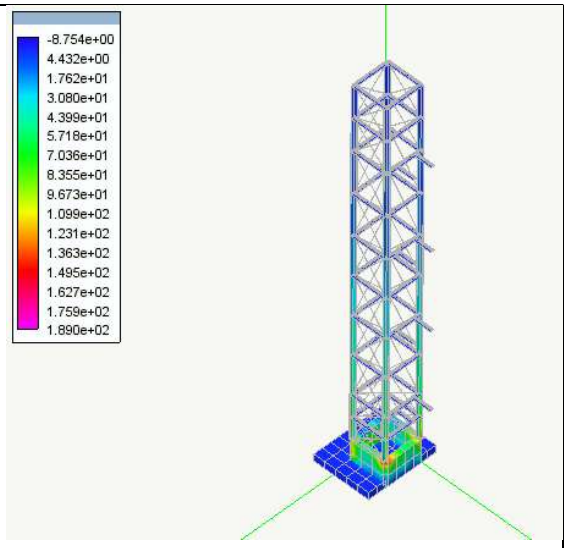


fig.56. Condizione Dinamica SLD-Y

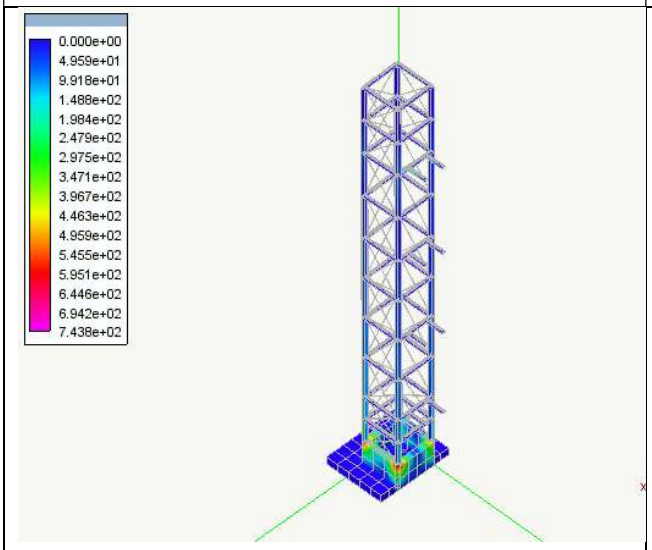


fig.57. Condizione Dinamica SLV-X

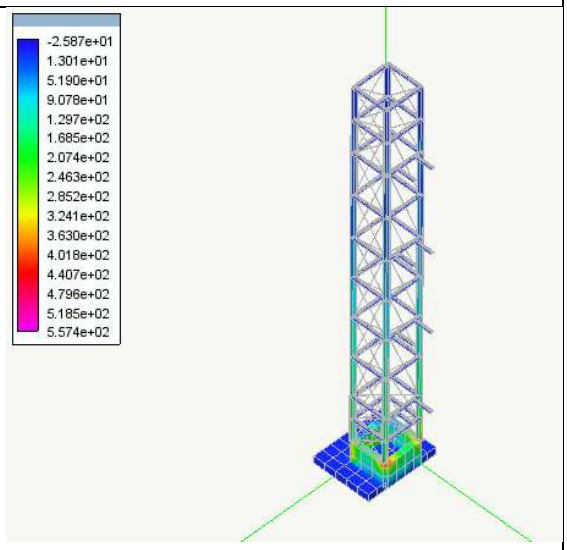


fig.58. Condizione Dinamica SLV-Y

Risultati dell'analisi

L'analisi del fabbricato ha previsto la verifica della risposta della struttura alle azioni non sismiche (carichi gravitazionali) passando poi alla verifica della risposta globale dell'edificio alle azioni orizzontali sismiche.

Per l'analisi del comportamento sotto azione sismica della struttura si è fatto ricorso ad un'analisi dinamica lineare in accordo con le indicazioni delle norme tecniche (§ 7.3.3 delle NTC 2018). Tale tipologia di analisi consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione; calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati; combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

Per la verifica degli elementi nei riguardi delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel § 7.5 delle NTC.

Criteri di verifica – Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU): - nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità; - nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità. Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e

stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

Per il fabbricato in esame si prevedono:

- Verifiche di **RESISTENZA** allo SLD per gli elementi **STRUTTURALI**
- Verifiche di **RESISTENZA** allo SLV per gli elementi **STRUTTURALI**

Risultati dell'analisi modale

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L' analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano ***k*** e ***m*** rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k-\omega^2{}_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente ***k*** e ***m*** sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k\phi_n=\omega^2{}_n\, m\, \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di ***m***

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2{}_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 40.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.918	0.000	0.517
2	0.890	3.020	31.875
3	0.706	20.700	21.024
4	0.283	59.860	0.363
5	0.159	43.850	0.566
6	0.138	13.450	3.185
7	0.127	8.050	0.372
8	0.118	6.660	8.019
9	0.085	28.370	0.393
10	0.075	11.840	0.612
11	0.072	3.240	0.014
12	0.067	7.250	0.582
13	0.062	7.630	0.677

14	0.061	1.820	0.062
15	0.058	5.050	0.343
16	0.054	5.830	2.479
17	0.048	12.170	0.010
18	0.044	8.670	1.159
19	0.043	0.780	0.424
20	0.039	9.520	0.460
21	0.035	11.280	0.123
22	0.032	8.470	0.206
23	0.031	1.170	0.353
24	0.029	7.100	0.545
25	0.028	2.900	0.133
26	0.027	6.380	0.117
27	0.025	4.290	0.491
28	0.024	5.500	0.563
29	0.023	3.090	0.271
30	0.022	3.590	0.015
31	0.022	3.660	0.213
32	0.021	3.100	0.066
33	0.021	0.580	0.005
34	0.021	0.170	0.087
35	0.019	9.200	0.385
36	0.018	2.010	0.040
37	0.016	11.190	7.319
38	0.016	0.720	0.005

39	0.016	3.610	7.774
40	0.014	11.600	0.000

La somma delle masse relative eccitate dai modi considerati e' il 91.846% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.170% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.

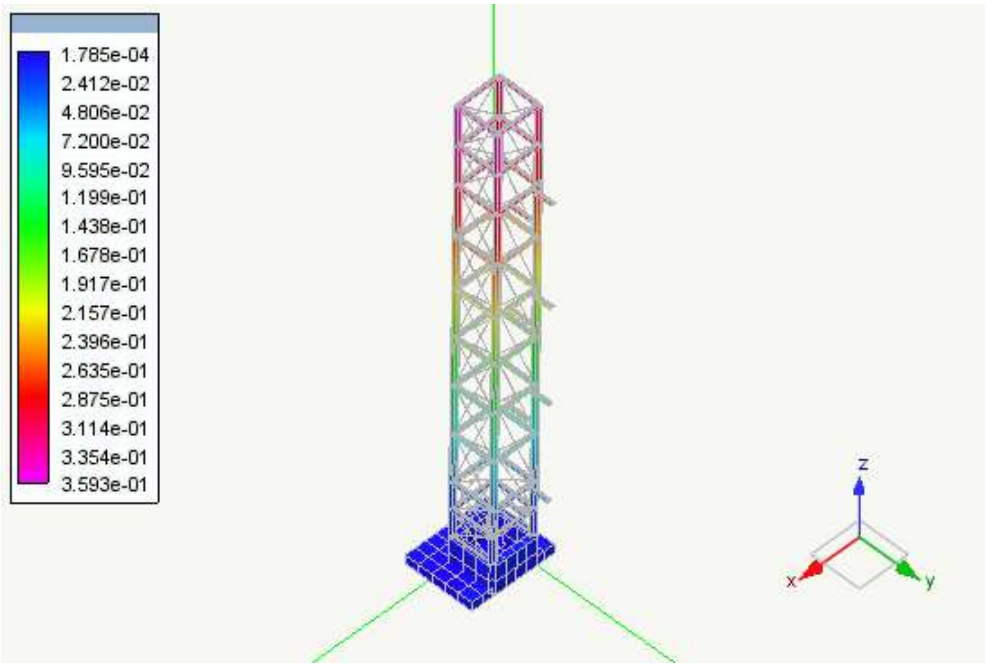


fig.59. *Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2 avente massa eccitata pari a 0.318*

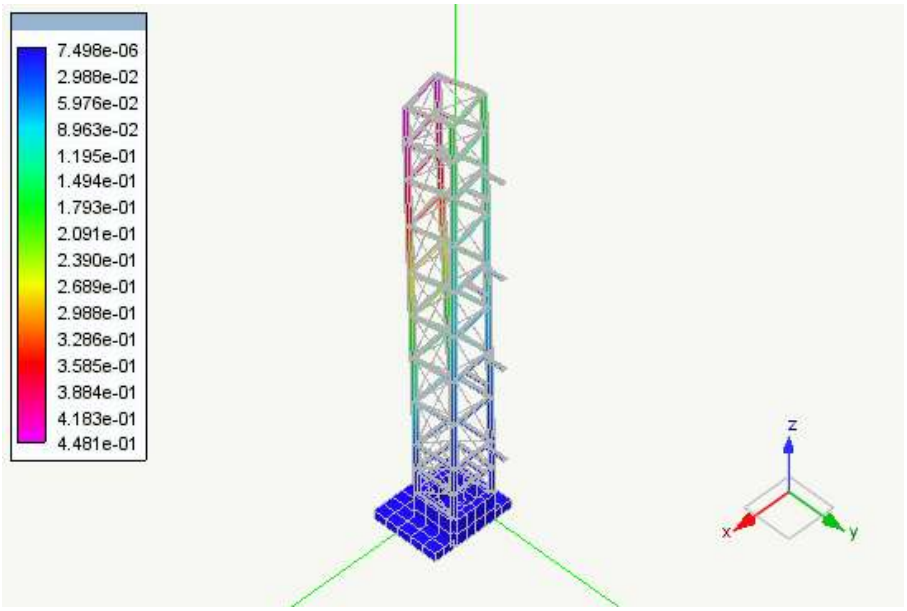


fig.60. *Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3 avente massa eccitata pari a 0.210239*

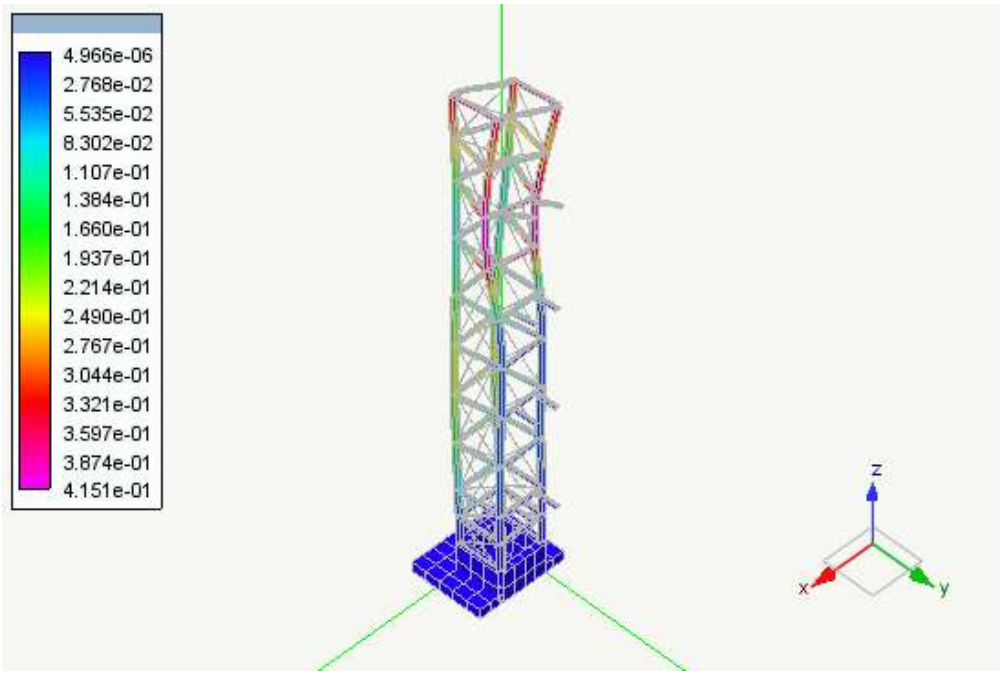


fig.61. *Rappresentazione della forma modale relativa al modo 8 avente massa eccitata pari a 0.0801919*

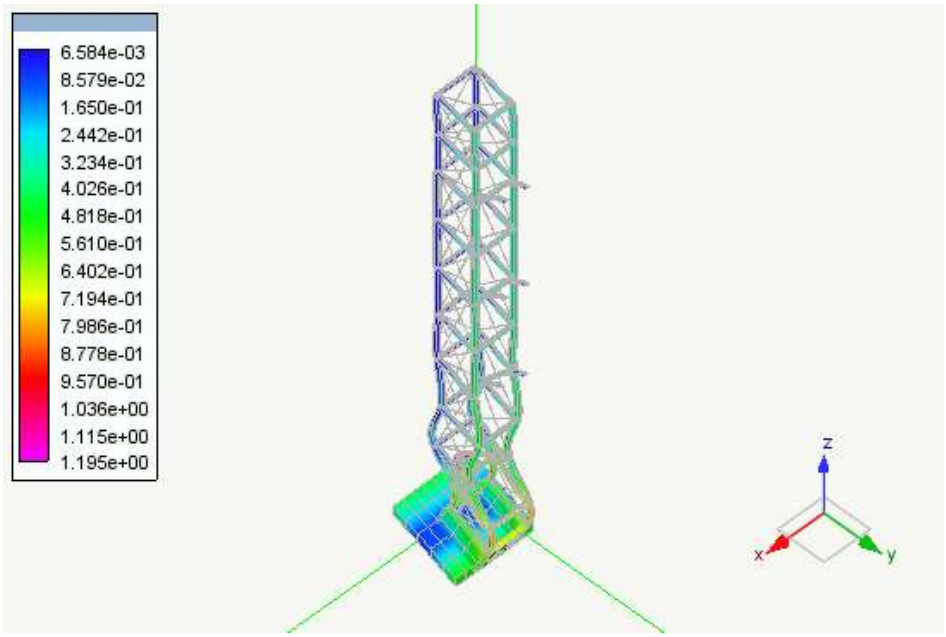


fig.62. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 37.0 avente massa eccitata pari a 0.07318

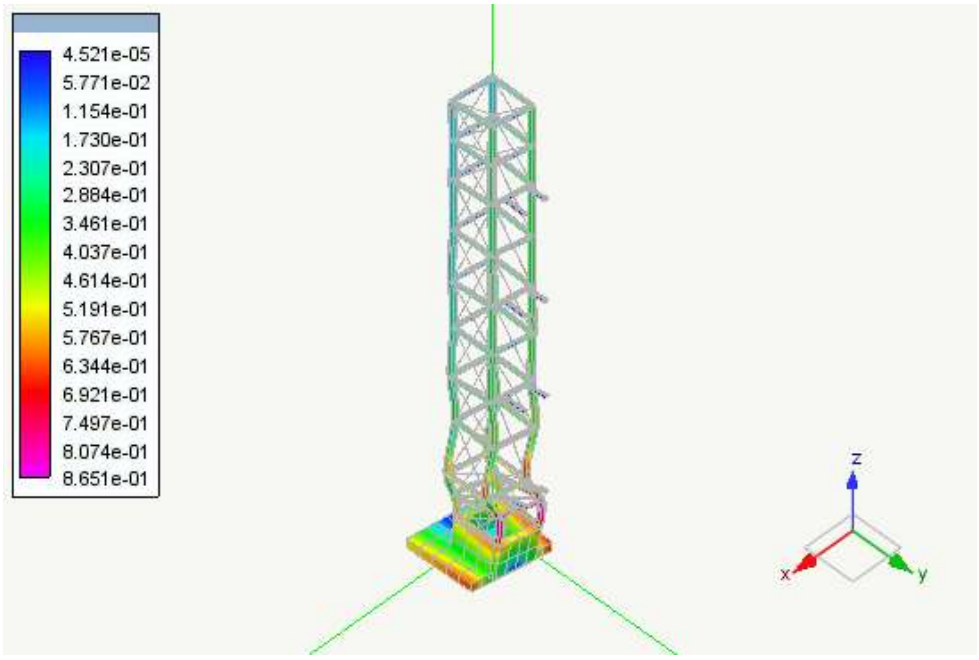


fig.63. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 39 avente massa eccitata pari a 0.0777

Verifica struttura in carpenteria metallica

Nei paragrafi che seguono, rimandando altresì ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, si riportano le schermate desunte dal software di calcolo per una speditiva visualizzazione dei risultati dell'analisi relative alla verifica della struttura in carpenteria metallica.

- **Verifiche allo SLE**

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 formula 2.5.5 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.0033h (Stato Limite di operatività). (punto 7.3.6.2. DM17/01/2018)

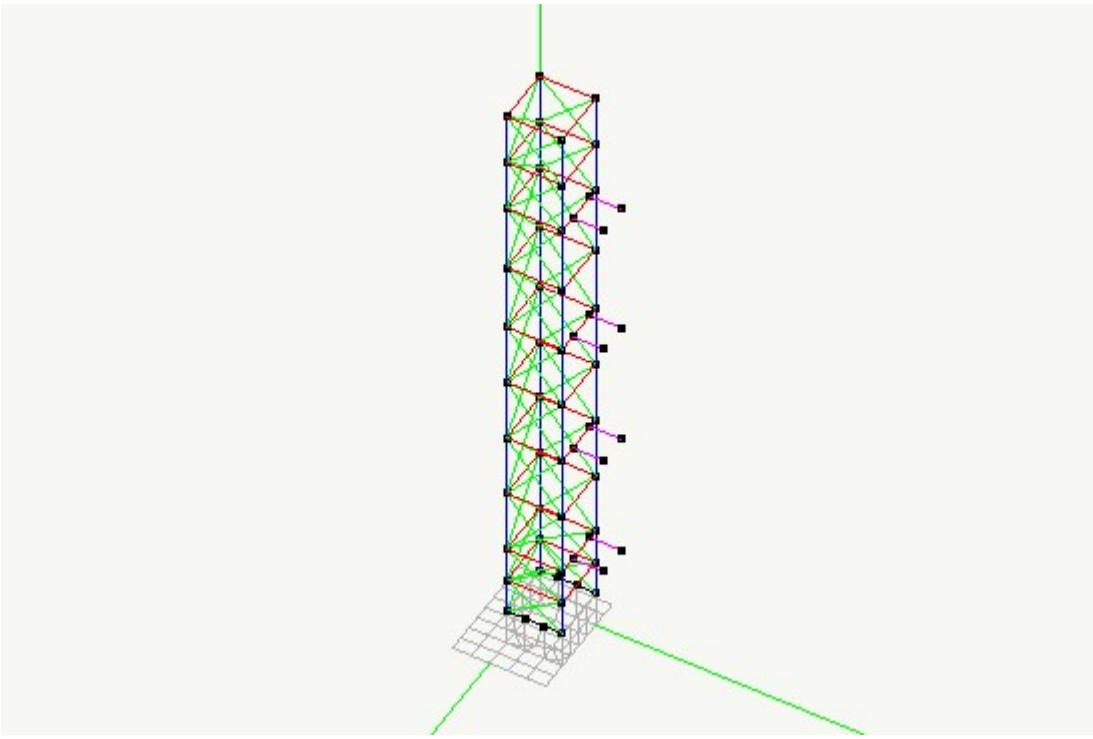


fig.64. *Rappresentazione verifica SLE*

Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di danno è risultato pari a 0.001 ed è stato ottenuto tra le quote 1280.0 e 1520.0, pertanto la verifica risulta **SODDISFATTA**.

- **Verifiche allo SLU**

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciaio visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

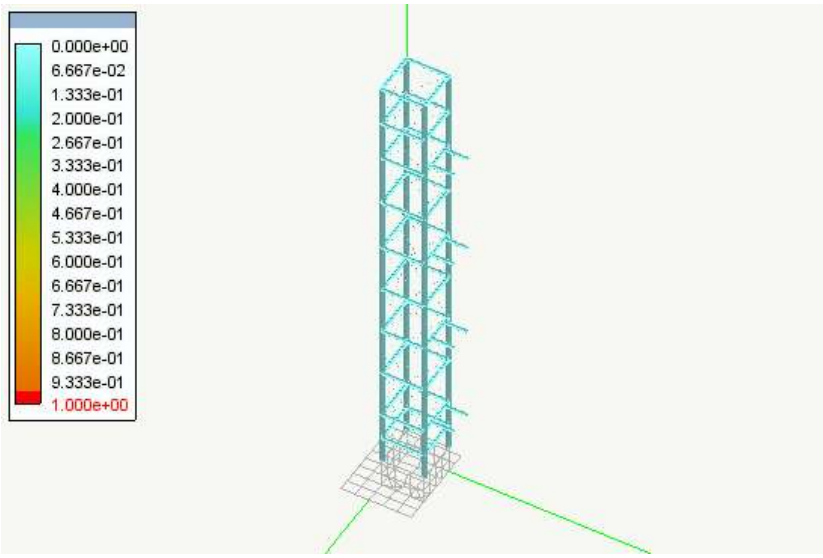


fig.65. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y

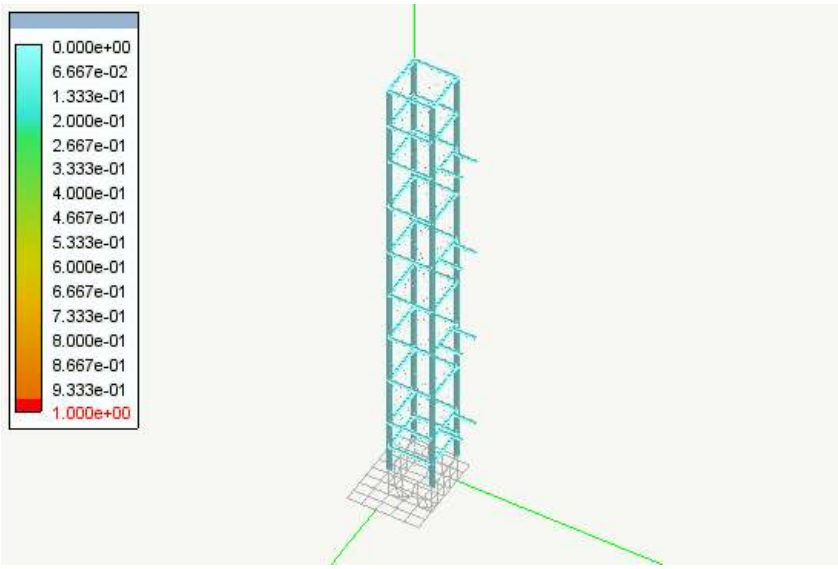


fig.66. *Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z*

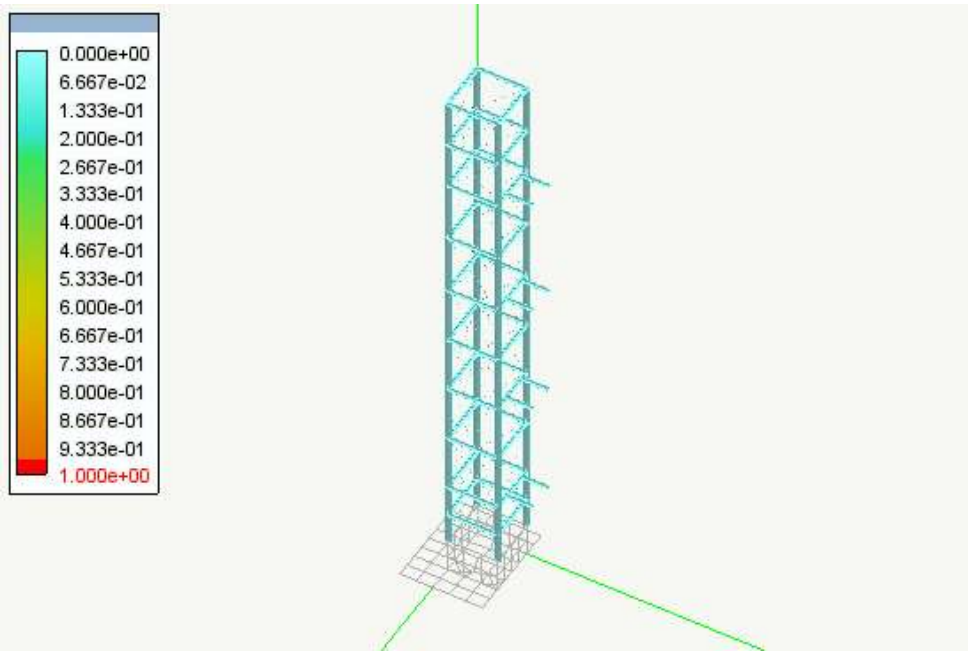


fig.67. *Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio*

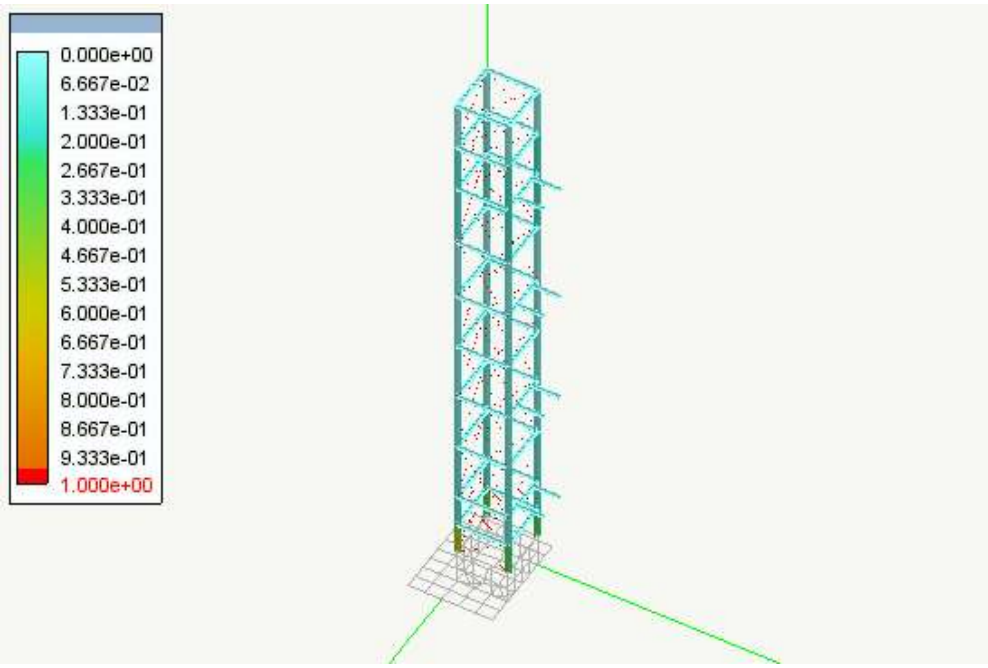


fig.68. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale

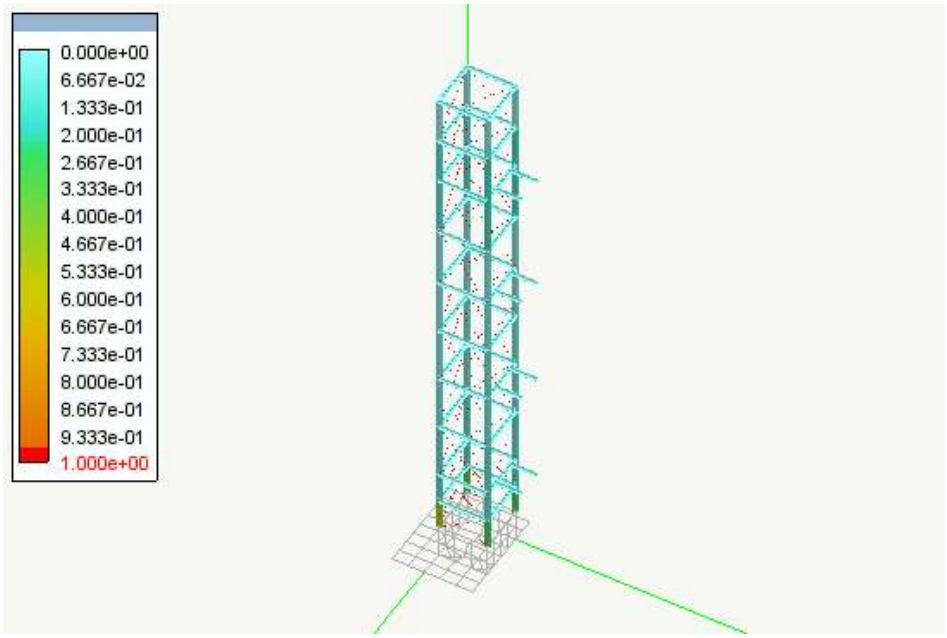


fig.69. *Verifica degli elementi in acciaio - instabilità flesso torsionale*

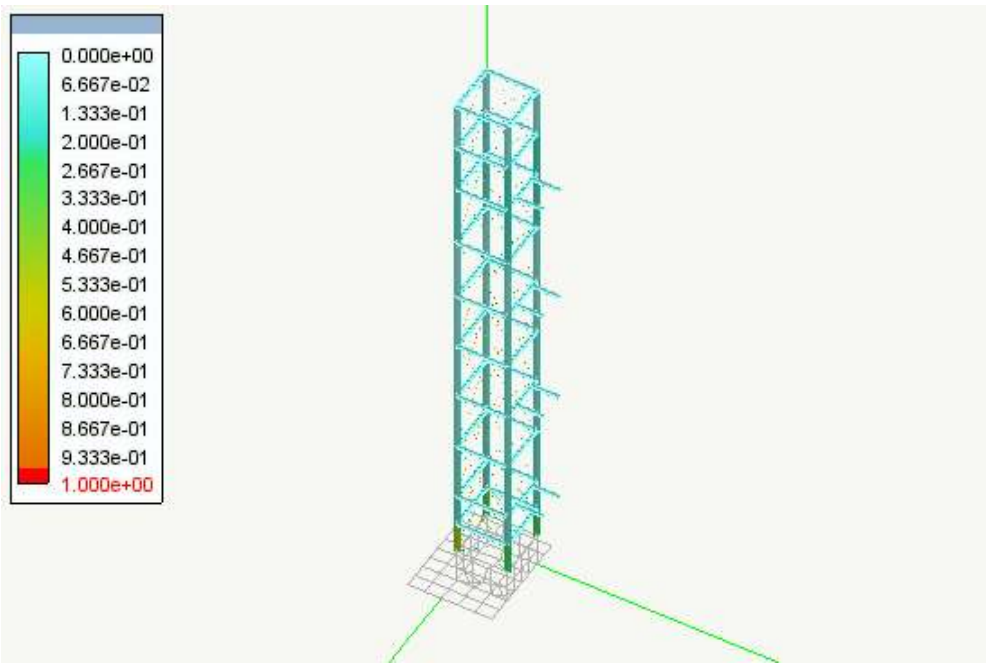


fig.70. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessionale

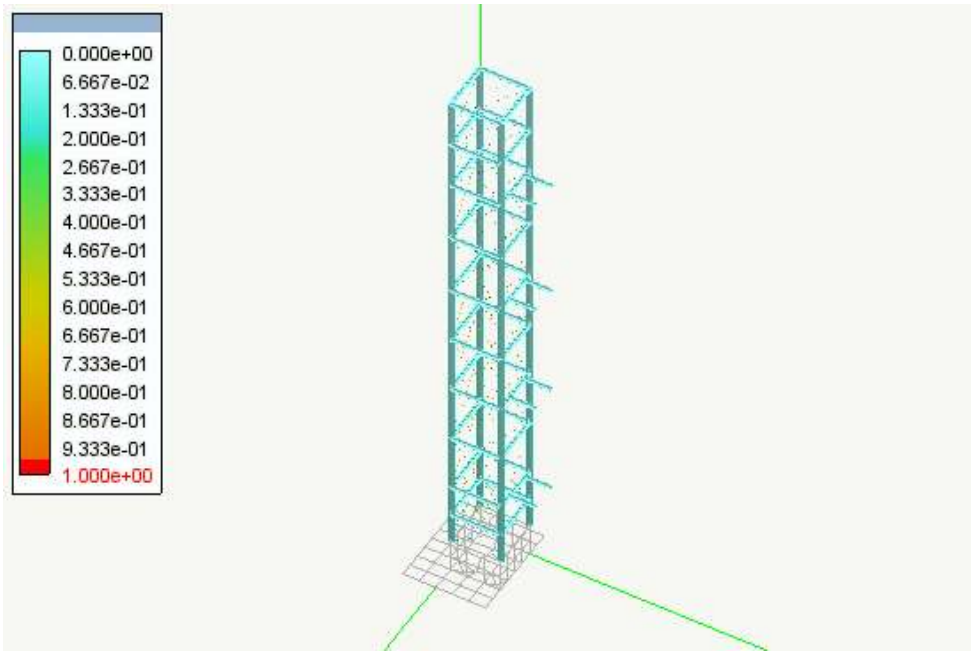


fig.71. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale

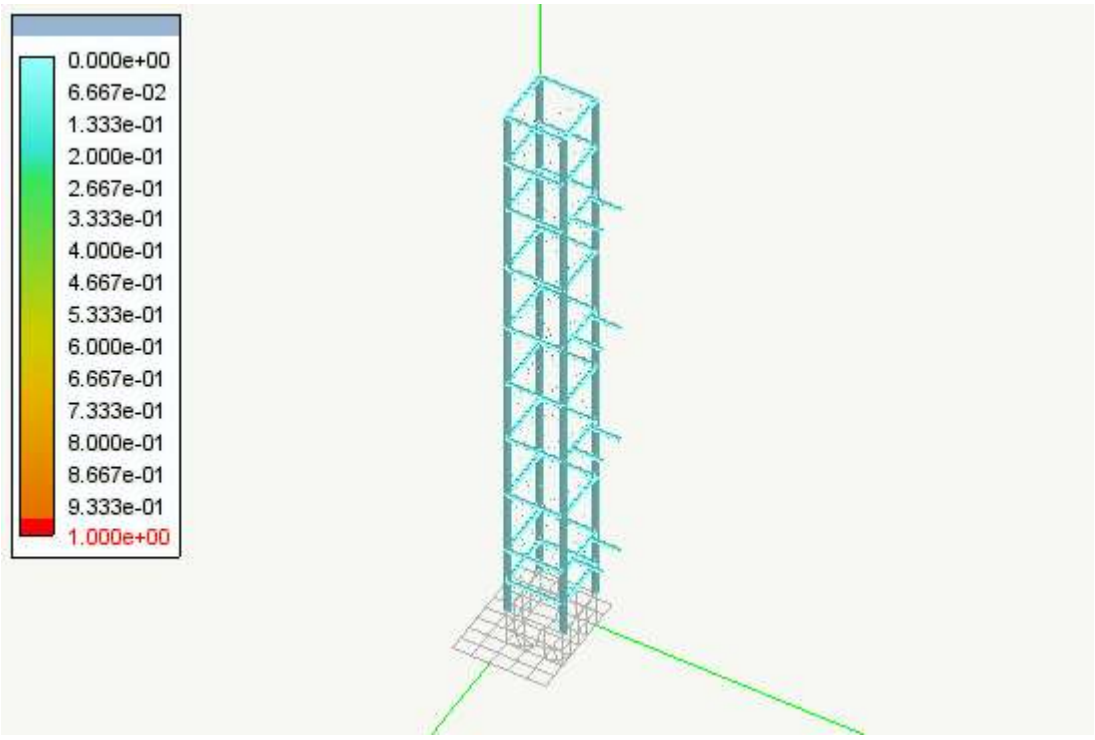
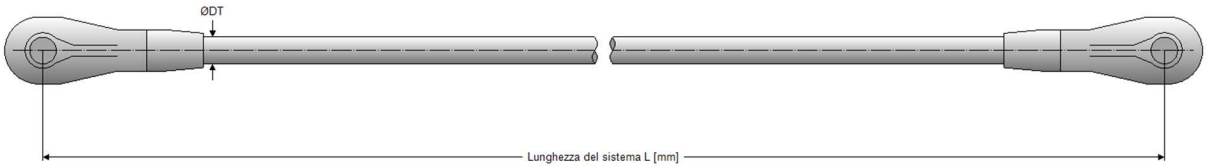


fig.72. Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico

- **Verifica cavi in acciaio**

Si riporta la verifica dei cavi ϕ10 in acciaio utilizzati per il controventamento della struttura.



DESCRIZIONE ARTICOLO

0802.500 *DETAN-S-FV-M10-BARRA-2300 (GS-2300-GS)*
/ Lunghezza del sistema = 2300 mm

GENERALE

Materiale: S 355
Finitura: zincato a caldo

Limite tr. fyk : 355,0 N/mm²
Res. traz. fuk : 510,0 N/mm²
Modulo E : 210.000,0 N/mm²

Forchetta : M10 ; ØDT = 10 mm
Carico : 84,53 %

Come visibile dalla schermata precedente, il tasso di lavoro del cavo più sollecitato è pari a 84,53%, pertanto, la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Verifica elementi in c.a.

Nei paragrafi che seguono si riportano le verifiche di normativa condotte per gli elementi in c.a.

- **15.5. Verifiche per lo stato limite di esercizio**

- **Fessurazione**

Secondo quanto dettato dal DM 17/01/2018 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Ordinario
Gruppo esigenze:	A
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	≤ w3=0.4mm
Quasi permanente	≤ w3=0.3mm

Le figure seguenti riassumono quanto su riportato.

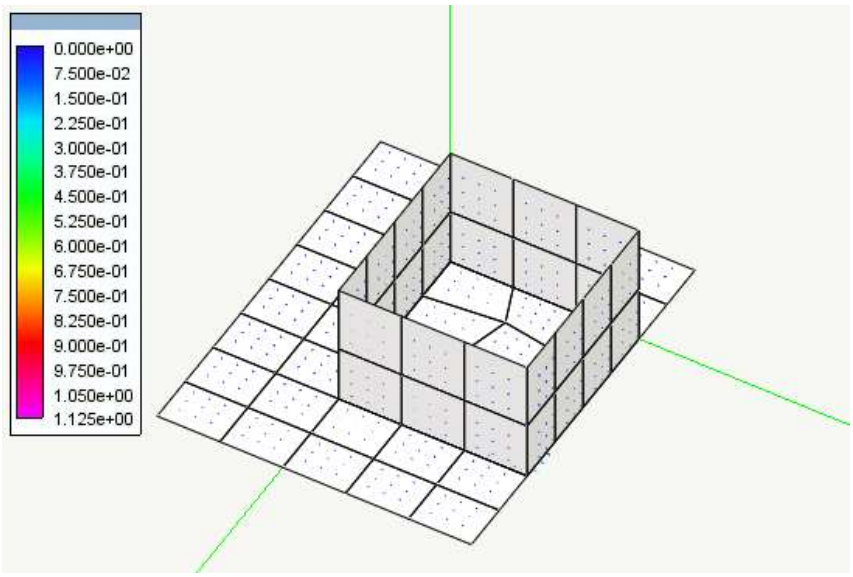


fig.73. *Facce visibili*

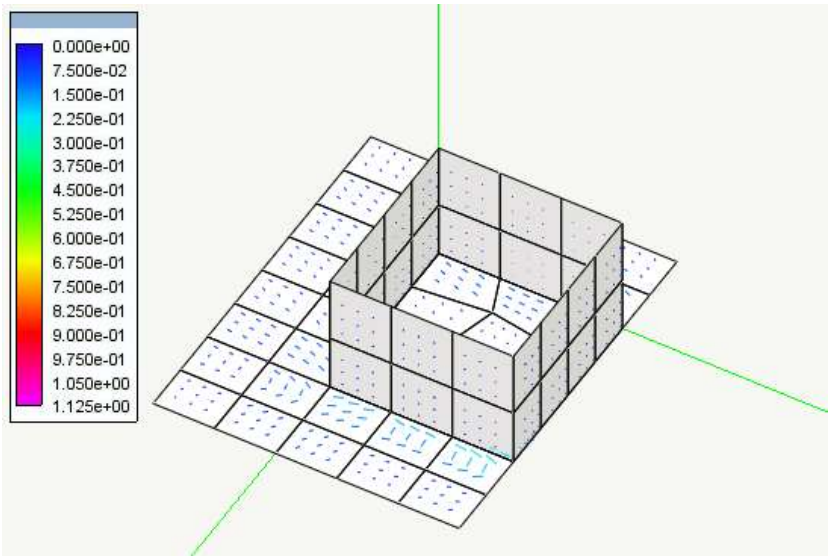


fig.74. *Facce nascoste*

- **Verifiche per lo stato limite ultimo**

La verifica degli elementi piani è riportata nell'allegato analitico di calcolo di EW. Nella immagine che segue vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitato il valore massimo delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

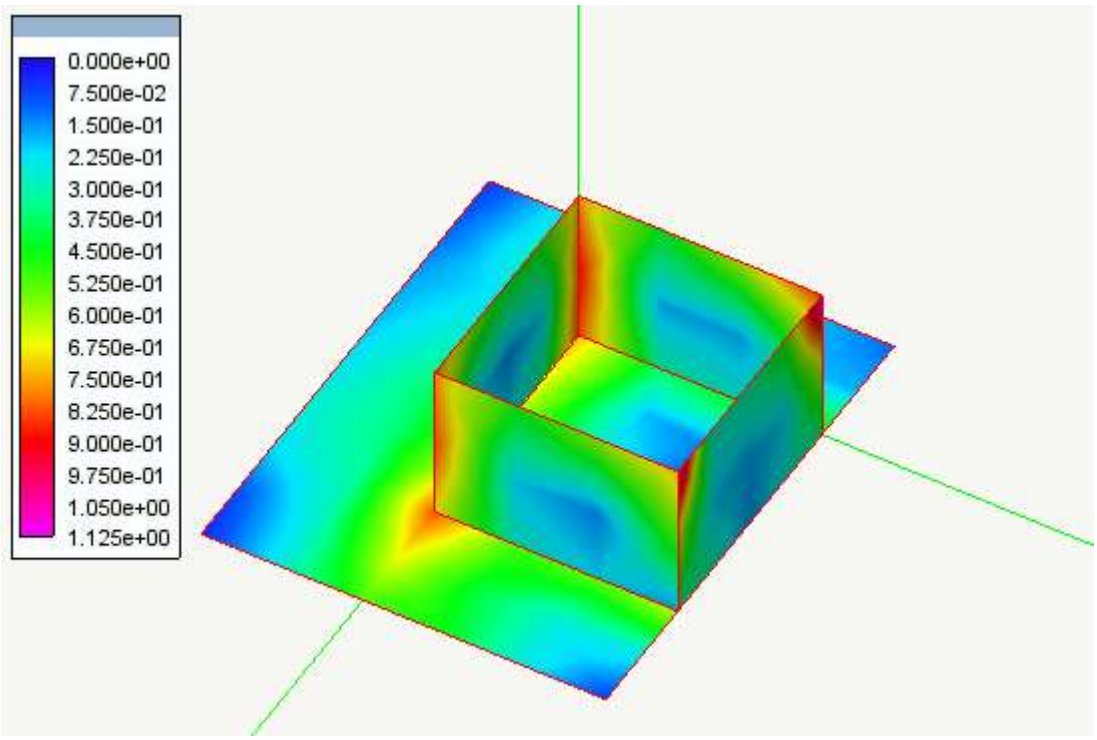


fig.75. Coefficiente di sfruttamento

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti agente e resistenza ultima ed è quindi l'inverso del coefficiente di sicurezza. Valori pertanto superiori ad 1 indicano che la sezione non è verificata. I valori superiori ad 1 sono sempre rappresentati in colore rosso. Il colore rosso indica anche un eventuale errore nel calcolo.

Il fattore di sicurezza viene valutato costruendo la funzione del dominio di rottura e verificando il fattore di sicurezza per tutte le combinazioni di carico di progetto. Il valore minimo del fattore di sicurezza (massimo del fattore di sfruttamento) viene espresso in colore.

Il calcolo del fattore di sicurezza avviene considerando il punto di carico. La misura del fattore di sicurezza avviene lungo la retta che congiunge questo punto con l'origine nello spazio delle sollecitazioni. L'intersezione di tale retta con il confine del dominio di rottura determina il punto limite. Il rapporto tra la distanza di tale punto dall'origine e la distanza del punto di carico, determina il fattore di sicurezza.

Questa verifica è la più sofisticata e accurata possibile in quanto fornisce in una visione sintetica della reale sicurezza dell'elemento. Infatti la verifica avviene sul dominio di rottura considerando tutte le componenti di sforzo.

Verifica geotecnica e delle fondazioni

Si riporta nel seguito la verifica geotecnica e delle fondazioni della struttura.

Le verifiche sono state condotte mediante l'Approccio 2 delle NTC2018.

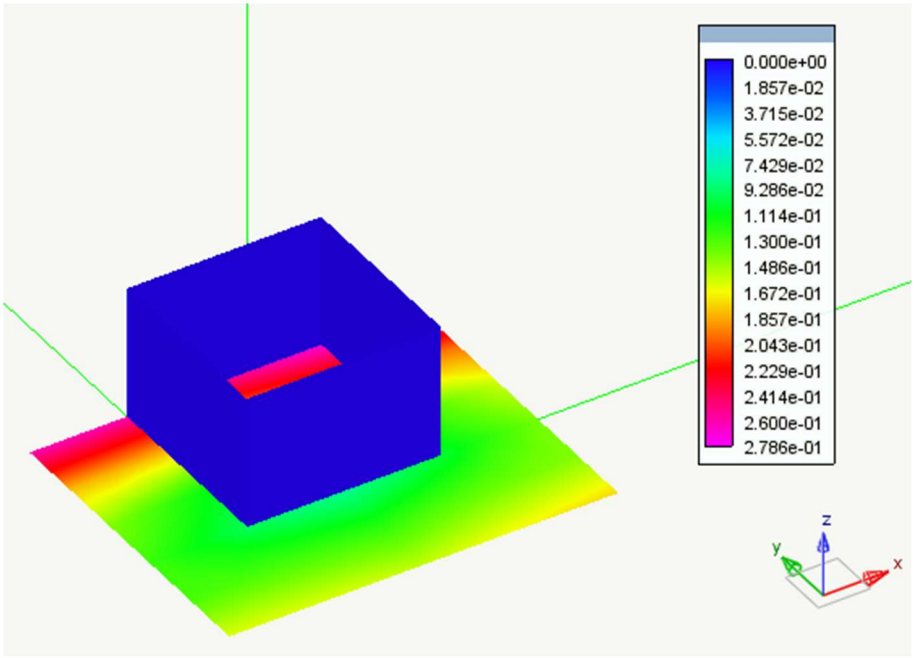


fig.76. Mappa deflessioni di calcolo

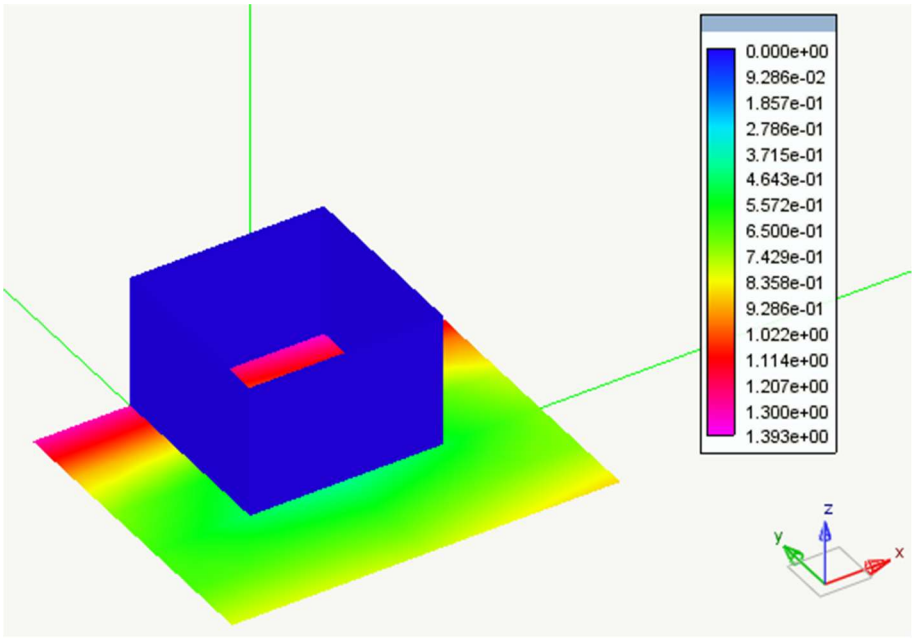


fig.77. Mappa pressioni di calcolo

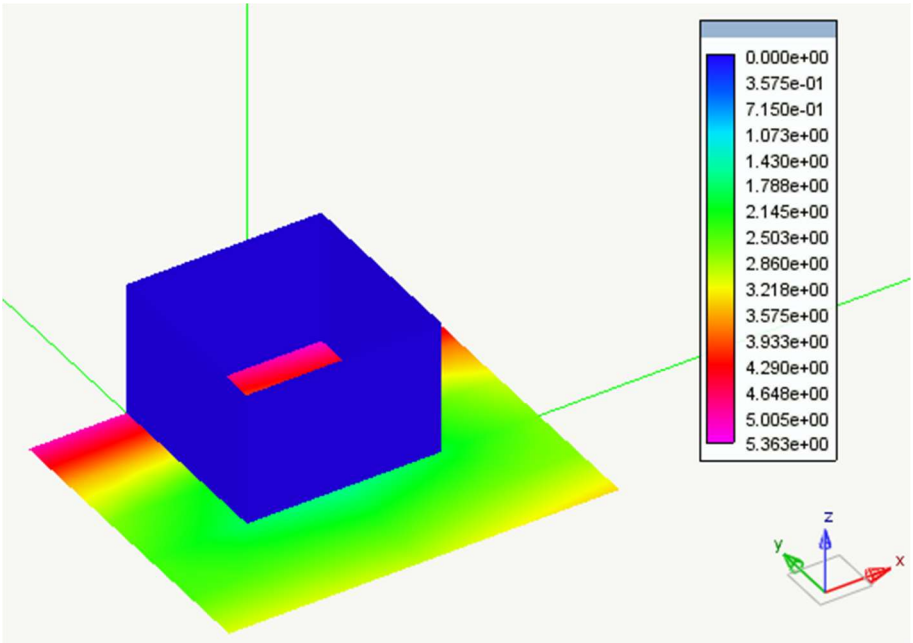


fig.78. Mappa coefficiente sfruttamento portanza

Verifica geotecnica

Elemento	Coeff. S.Fondo	Deflessione max	Pressione max	Portanza unitaria	Fattore sicurezza	Comb.
197	5.00	0.19	0.95	2.73	2.88	35
196	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	34
195	5.00	0.18	0.90	2.73	3.01	34
194	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	34
193	5.00	0.26	1.29	2.73	2.12	34
192	5.00	0.18	0.88	2.73	3.09	34
191	5.00	0.12	0.58	2.73	4.68	34
190	5.00	0.26	1.31	2.73	2.09	32
189	5.00	0.18	0.90	2.73	3.02	32
188	5.00	0.12	0.58	2.73	4.68	32
187	5.00	0.14	0.70	2.73	3.89	35
186	5.00	0.19	0.97	2.73	2.80	35
185	5.00	0.27	1.37	2.73	1.98	34
184	5.00	0.13	0.64	2.73	4.26	29

183	5.00	0.18	0.91	2.73	2.99	32
182	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	32
181	5.00	0.13	0.65	2.73	4.19	33
180	5.00	0.14	0.70	2.73	3.90	33
179	5.00	0.14	0.68	2.73	4.02	33
178	5.00	0.13	0.63	2.73	4.31	31
177	5.00	0.13	0.64	2.73	4.24	31
176	5.00	0.13	0.65	2.73	4.22	31
175	5.00	0.17	0.86	2.73	3.17	33
174	5.00	0.17	0.84	2.73	3.25	33
173	5.00	0.16	0.81	2.73	3.35	33
172	5.00	0.16	0.80	2.73	3.41	31
171	5.00	0.16	0.81	2.73	3.38	31
170	5.00	0.16	0.81	2.73	3.36	31
169	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	32
168	5.00	0.18	0.92	2.73	2.97	32
167	5.00	0.14	0.71	2.73	3.81	29
166	5.00	0.13	0.65	2.73	4.22	31
165	5.00	0.16	0.81	2.73	3.36	31
164	5.00	0.28	1.39	2.73	1.96	34
163	5.00	0.20	1.00	2.73	2.74	34
162	5.00	0.16	0.79	2.73	3.43	30
161	5.00	0.14	0.72	2.73	3.80	33
160	5.00	0.18	0.88	2.73	3.11	33
155	5.00	0.27	1.35	2.73	2.02	34
154	5.00	0.26	1.31	2.73	2.08	34
153	5.00	0.27	1.35	2.73	2.02	34
152	5.00	0.24	1.21	2.73	2.25	34
151	5.00	0.11	0.54	2.73	5.00	35

150	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	35
149	5.00	0.12	0.62	2.73	4.42	35

Progetto strutturale: nuove scale in carpenteria metallica

Il progetto strutturale prevede la esecuzione di nuovi collegamenti verticali in carpenteria metallica. In particolare, saranno realizzate 4 scale in acciaio dislocate come da planimetrie successive:

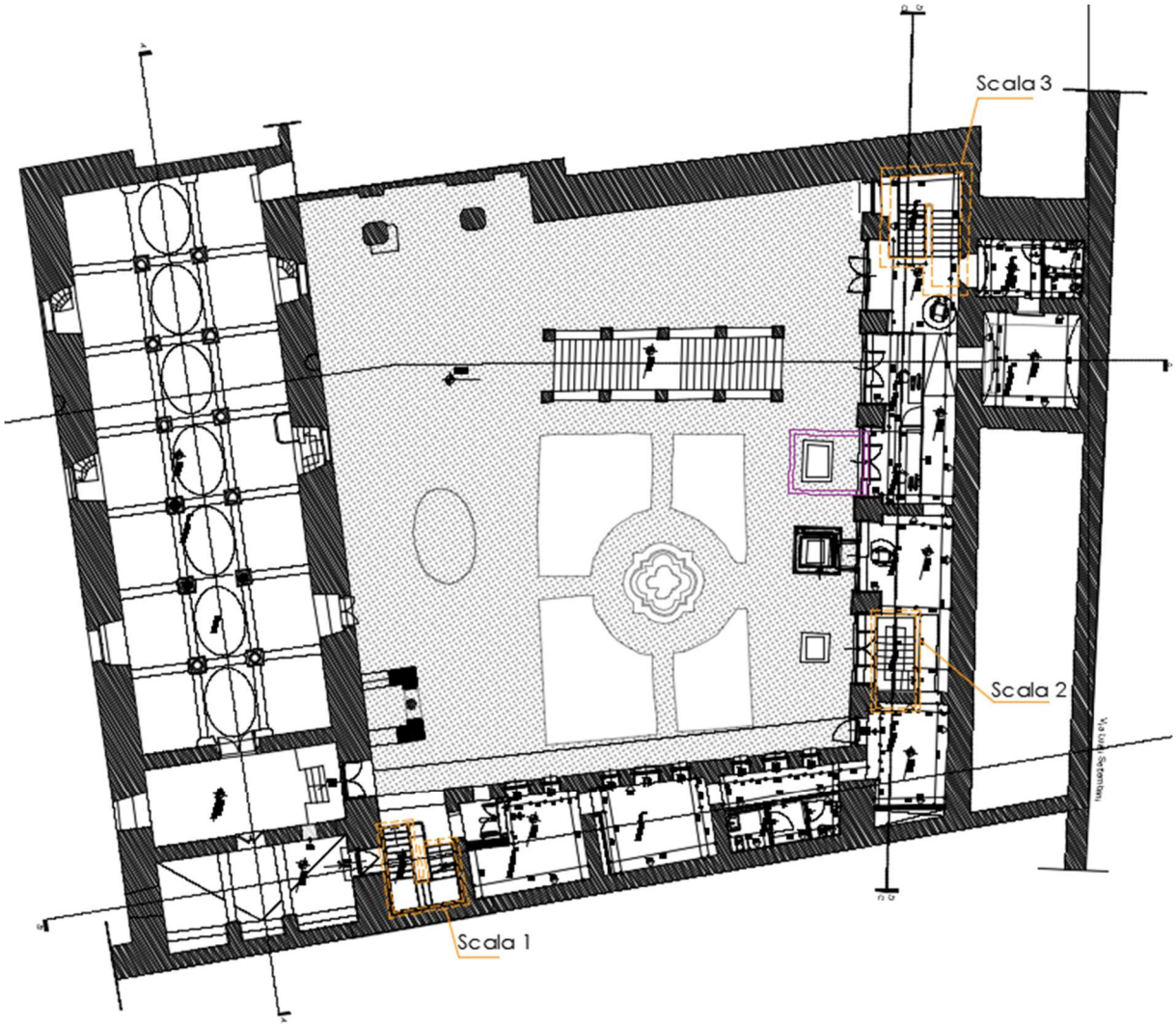


fig.79. Inquadramento scale 1,2,3



fig.80. Inquadramento scala 1,3,4

Nel seguito si riportano i calcoli condotti

Criteri progettuali

Da un punto di vista strutturale le scale 1-3-4 sono realizzate mediante cosciali rampanti costituiti da piatti 200x8 mm inghisati nelle murature perimetrali ed irrigiditi dalla presenza di gradini costituiti da piatti 300x2 mm; per i pianerottoli si prevedono dei piatti di irrigidimento bullonati ai suddetti cosciali.

La scala 2, invece, sarà realizzata mediante dei cosciali in acciaio irrigiditi dalla presenza di gradini costituiti da piatti 300x2 mm e travi di sostegno in profili UPN 200 e da piatti 200x7 mm di irrigidimento.

Si riportano in breve i criteri progettuali adottati per modellazione, calcolo e verifica del fabbricato:

CRITERI PROGETTUALI

Tipo di costruzione (Tab.2.4.I)	Costruzioni con livelli di prestazione ordinarie (V_N= 50 anni)
Classe d'uso (Tab.2.4.II)	III (C_U = 1,5)
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75 anni
Regolarità in pianta	SI
Regolarità in altezza	SI
Fattore di comportamento utilizzato	1,50
Tipologia strutturale	Struttura a telaio
Comportamento strutturale	Comportamento non dissipativo
Tipo di analisi svolta	Dinamica Lineare
Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Modellazione ed analisi

Modello di calcolo e modalità di analisi

Il calcolo e la verifica degli elementi strutturali oggetto della presente relazione sono stati condotti con una modellazione di calcolo agli elementi finiti. In particolare per il calcolo delle sollecitazioni più gravose elemento per elemento è stata effettuata una modellazione di tipo spaziale con elementi Beam (a due nodi) utilizzando il programma NOLIAN della Softing S.r.l. Le caratteristiche degli elementi a due nodi (Beam) sono descritte riferendosi ad un sistema di riferimento proprio di ciascun elemento detto "sistema di riferimento locale". Il sistema di riferimento locale è un sistema di coordinate ortogonali destrorso. Si assume come asse X locale l'asse longitudinale dell'elemento e cioè quello che passa per i due nodi di estremità dell'elemento. Per gli altri due assi dell'elemento si assumono gli assi principali di inerzia della sezione trasversale dell'elemento.

fig.81. fig. 2 - Modello tridimensionale ad elementi finiti

Il modello della struttura analizzato è costituito da elementi resistenti spaziali connessi tra loro. Per il calcolo, al fine di considerare l'eccentricità accidentale, è stato applicato un momento torcente di piano; in modo automatico sono state generate le forze statiche equivalenti con distribuzione lineare secondo l'altezza e quindi, da queste forze di piano, traslandone il punto di applicazione di una quantità pari al 5% della larghezza della struttura, è stato ricavato il momento torcente di piano.

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, in particolare ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti, così come definito al § 8.7.2, in "duttili" e "fragili". La distinzione tra meccanismi duttili (verifiche a pressoflessione retta e deviata) e meccanismi fragili (verifiche a taglio, torsione, rottura dei nodi) viene eseguita in automatico dal programma di calcolo impiegato e di conseguenza vengono utilizzate le relative regole di verifica. I

tabulati relativi al calcolo (Nolian) ed alla verifica (Easysteel) sono riportati in allegato separato. In essi sono riassunti i seguenti dati:

Tabulato Nolian (calcolo):

- Coordinate e dati dei nodi;
- Estremi e dati degli elementi;
- Elementi tipo;
- Materiali;
- Carichi tipo;
- Spettri di risposta;
- Carichi distribuiti;
- Masse distribuite;
- Parametri sismici;
- Risultati:
    - Parametri di analisi;
    - Autovalori;
    - Coefficiente di partecipazione e fattori di smorzamento;
    - Spostamenti;
    - Risultati elemento;
    - Autovalori.

Tabulato EasySteel (verifica):

- Caratteristiche dei materiali

- Tipi di carico
- Criteri di resistenza degli elementi
- Parametri di verifica resistenza e instabilità flesso-torsionale
- Parametri di verifica resistenza e instabilità a taglio
- Classificazione profilo

Tabulato EasyWall (verifica):

- Verifica flesso-membranale
- Verifica a taglio
- Verifica stato limite di esercizio: fessurazione
- Verifica stato limite di esercizio: tensioni calcestruzzo
- Verifica stato limite di esercizio: tensioni acciaio

Scala 1

- **Schemi strutturali posti alla base dei calcoli**

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando le disposizioni delle NTC2018. Per una maggiore chiarezza nei paragrafi successivi si riportano le schermate desunte dal programma di calcolo.

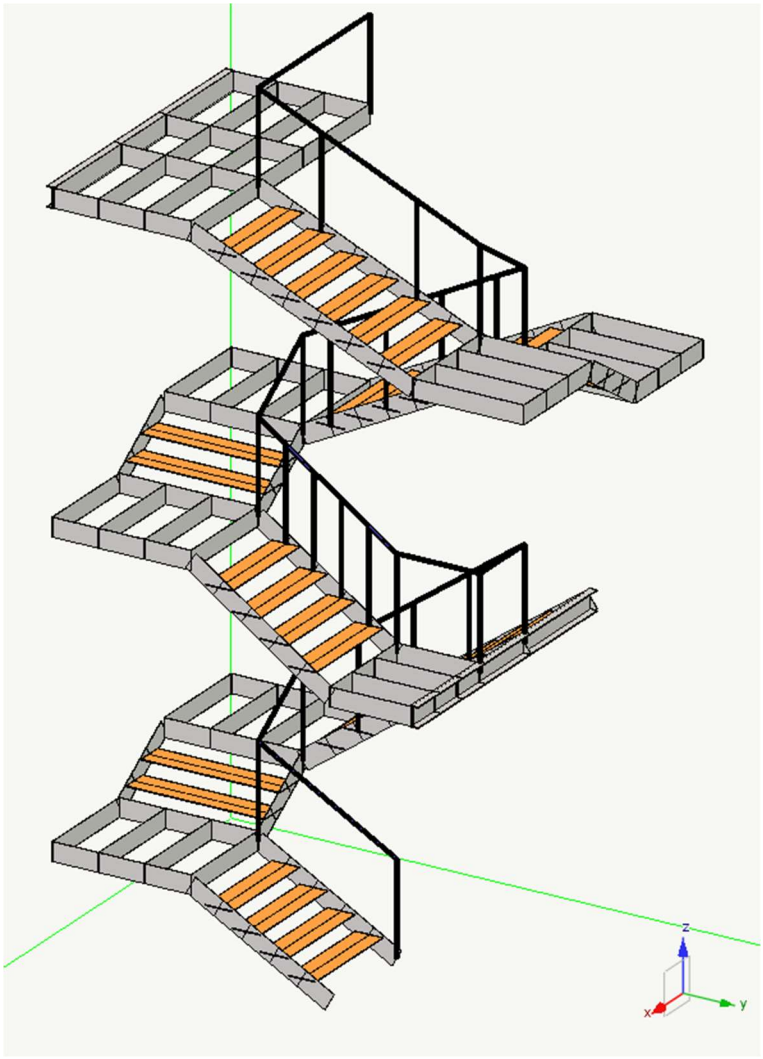


fig.82. Vista anteriore

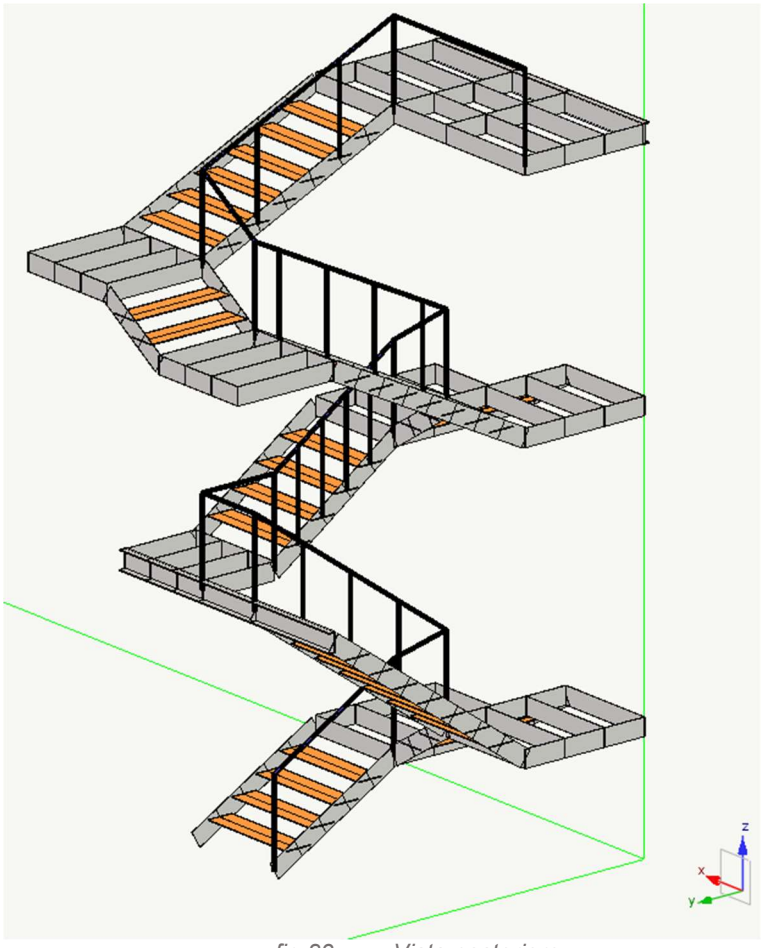


fig.83. Vista posteriore

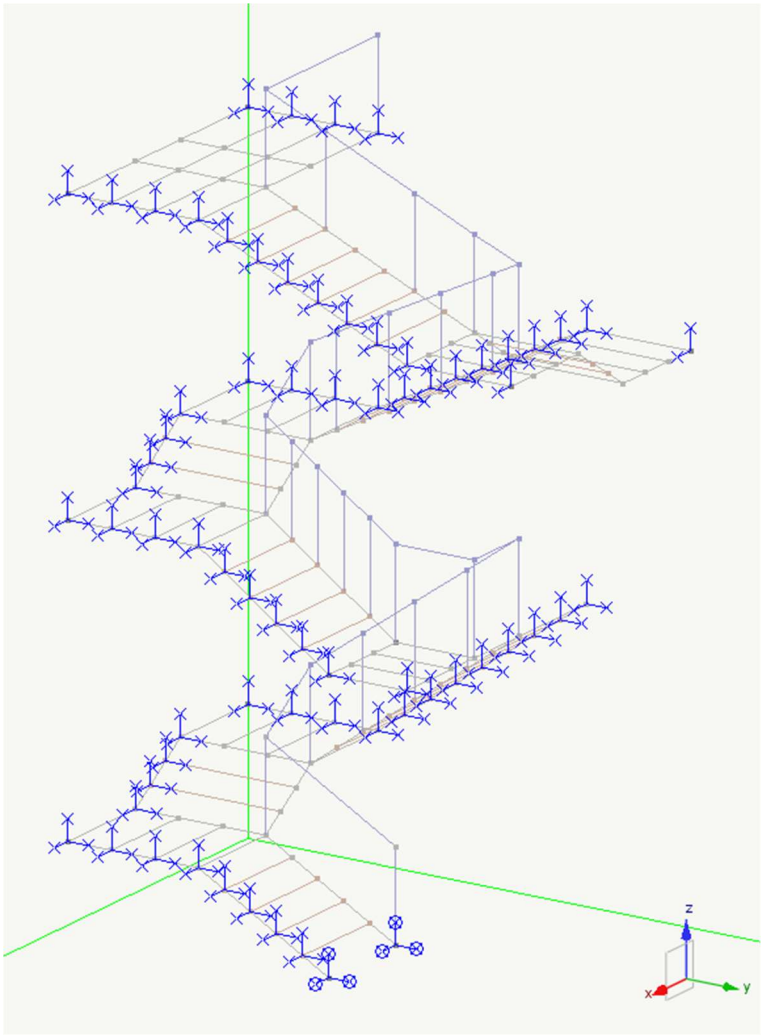


fig.84. Rappresentazione schema vincolare

- **Andamento delle deformate nelle varie condizioni di carico**

ANDAMENTO DELLE DEFORMATE NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO

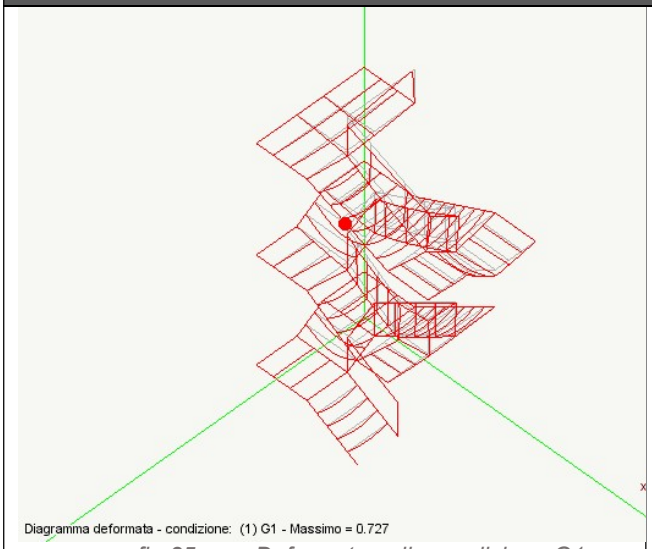


fig.85. Deformata nella condizione G1

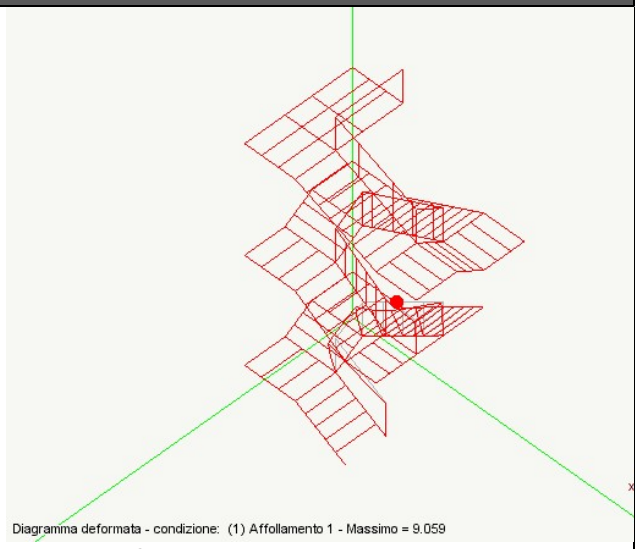


fig.86. Deformata nella condizione Q-affollamento 1

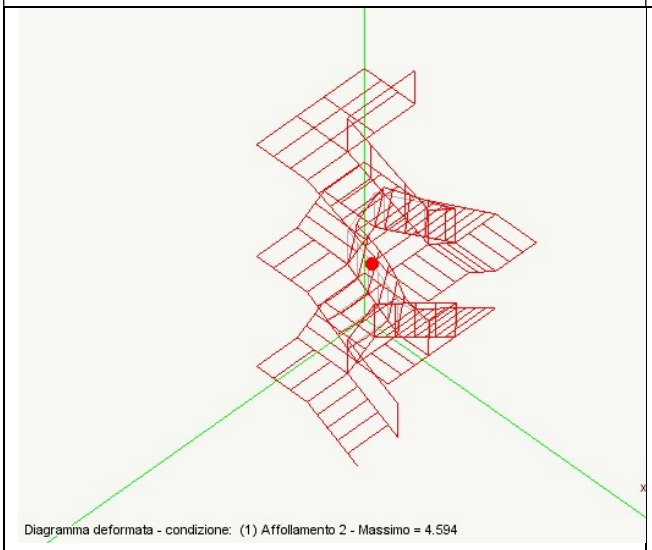


fig.87. Deformata nella condizione Q-Affollamento 2

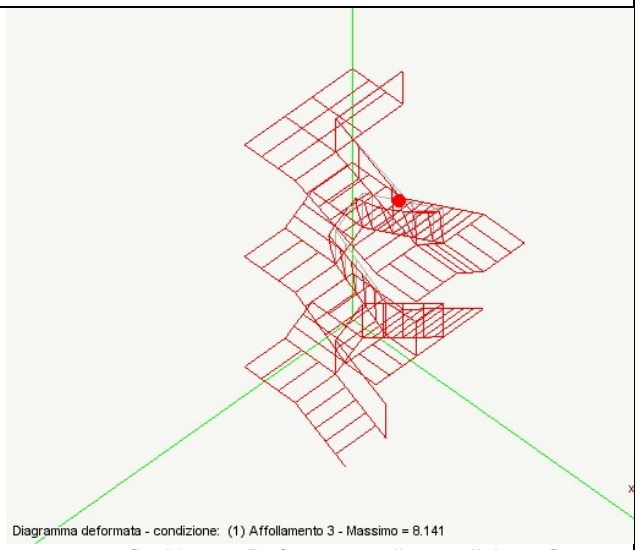


fig.88. Deformata nella condizione Q-Affollamento 3



fig.89. *Deformata nella condizione Dinamica SLD-X*



fig.90. *Deformata nella condizione Dinamica SLD-Y*



fig.91. *Deformata Dinamica SLV-X*



fig.92. *Deformata nella condizione Dinamica SLV-Y*

- **Diagrammi delle sollecitazioni**

fig.93. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI



fig.94. Condizione G_1

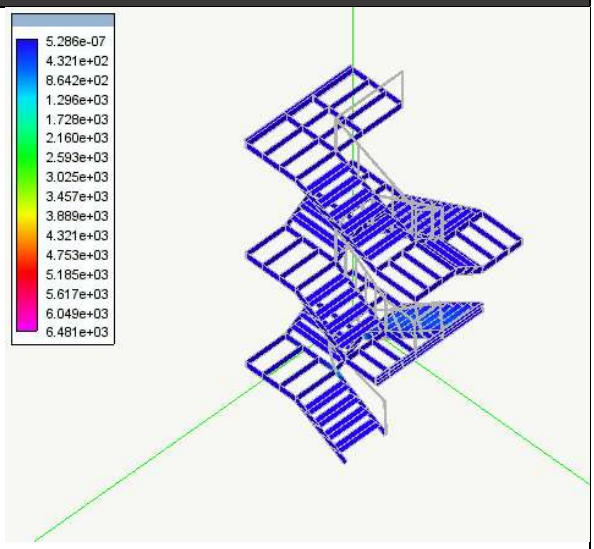


fig.95. Condizione Q-Affollamento 1

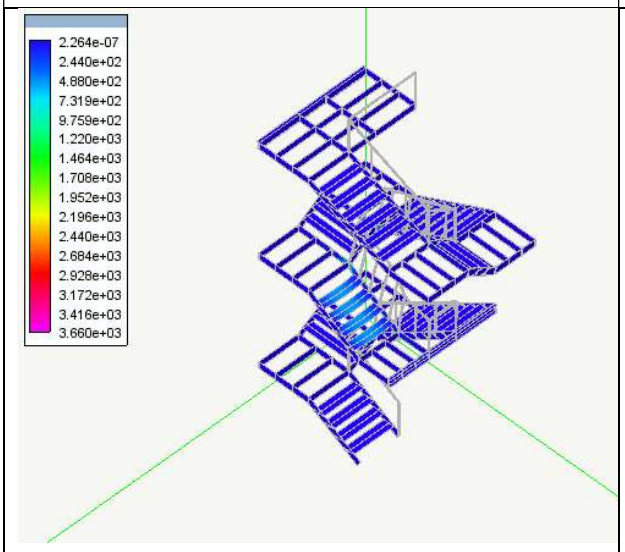


fig.96. Condizione Q-Affollamento 2

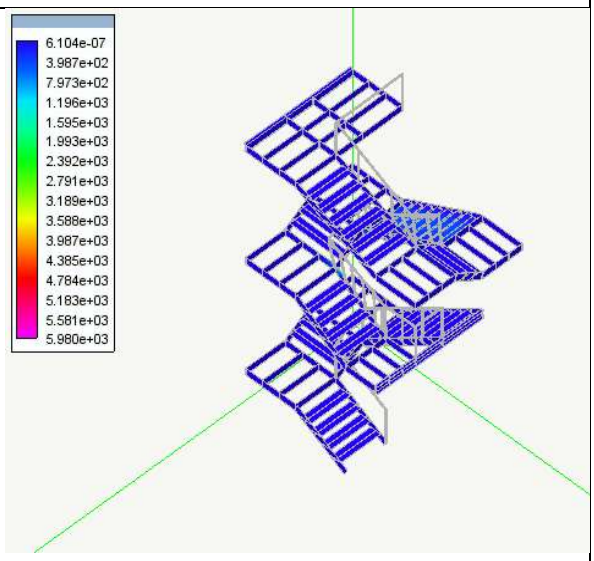


fig.97. Condizione Q-Affollamento 3

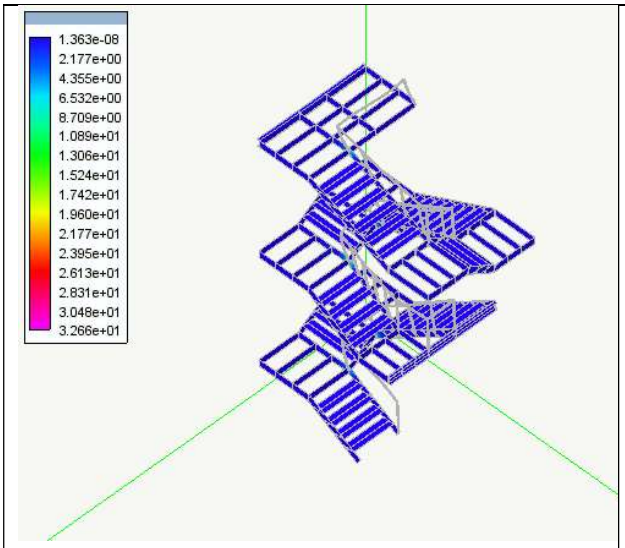


fig.98. Condizione Dinamica SLD-X

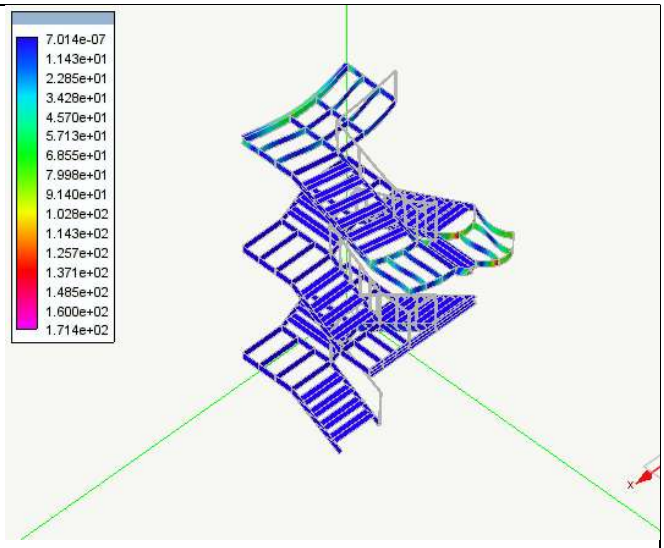


fig.99. Condizione Dinamica SLD-Y

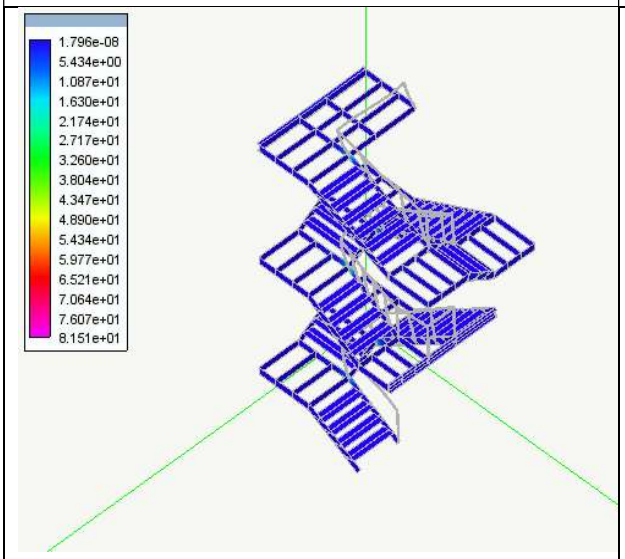


fig.100. Condizione Dinamica SLV-X



fig.101. Condizione Dinamica SLV-Y

- **Risultati dell'analisi**

L'analisi del fabbricato ha previsto la verifica della risposta della struttura alle azioni non sismiche (carichi gravitazionali) passando poi alla verifica della risposta globale dell'edificio alle azioni orizzontali sismiche.

Per l'analisi del comportamento sotto azione sismica della struttura si è fatto ricorso ad un'analisi dinamica lineare in accordo con le indicazioni delle norme tecniche (§ 7.3.3 delle NTC 2018). Tale tipologia di analisi consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione; calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati; combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

Per la verifica degli elementi nei riguardi delle azioni sismiche si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel § 7.5 delle NTC.

- **Criteri di verifica – Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite**

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU): - nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità; - nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità. Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e

stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

Per il fabbricato in esame si prevedono:

- Verifiche di **RESISTENZA** allo SLD per gli elementi **STRUTTURALI**
- Verifiche di **RESISTENZA** allo SLV per gli elementi **STRUTTURALI**

- **Risultati dell'analisi modale**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L' analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano ***k*** e ***m*** rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k-\omega^2{}_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente ***k*** e ***m*** sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k\phi_n=\omega^2{}_n\, m\, \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di ***m***

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2{}_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 40.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	1.571	0.000	19.428
2	1.284	18.240	1.515
3	1.170	8.910	7.137
4	0.909	22.300	4.505
5	0.647	28.870	5.234
6	0.560	13.380	3.776
7	0.439	21.560	0.046
8	0.430	2.010	0.371
9	0.354	17.780	0.800

10	0.300	15.140	1.973
11	0.287	4.580	3.234
12	0.276	3.560	5.262
13	0.233	15.710	0.215
14	0.227	2.630	7.028
15	0.214	5.680	0.086
16	0.207	3.100	0.765
17	0.201	2.890	0.551
18	0.197	1.940	3.286
19	0.181	8.210	0.582
20	0.179	1.060	0.701
21	0.174	2.860	0.239
22	0.163	6.270	0.044
23	0.160	2.070	1.779
24	0.154	3.420	0.006
25	0.144	6.450	0.007
26	0.140	3.260	0.082
27	0.133	5.100	0.016
28	0.125	5.990	0.017

29	0.116	7.190	0.033
30	0.108	6.820	0.190
31	0.104	3.080	0.112
32	0.098	5.820	0.062
33	0.096	2.510	0.163
34	0.092	3.830	0.393
35	0.089	3.450	0.023
36	0.086	3.540	0.139
37	0.083	3.090	0.053
38	0.080	4.460	0.001
39	0.076	4.900	0.062
40	0.074	2.750	0.026

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 1.060% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.

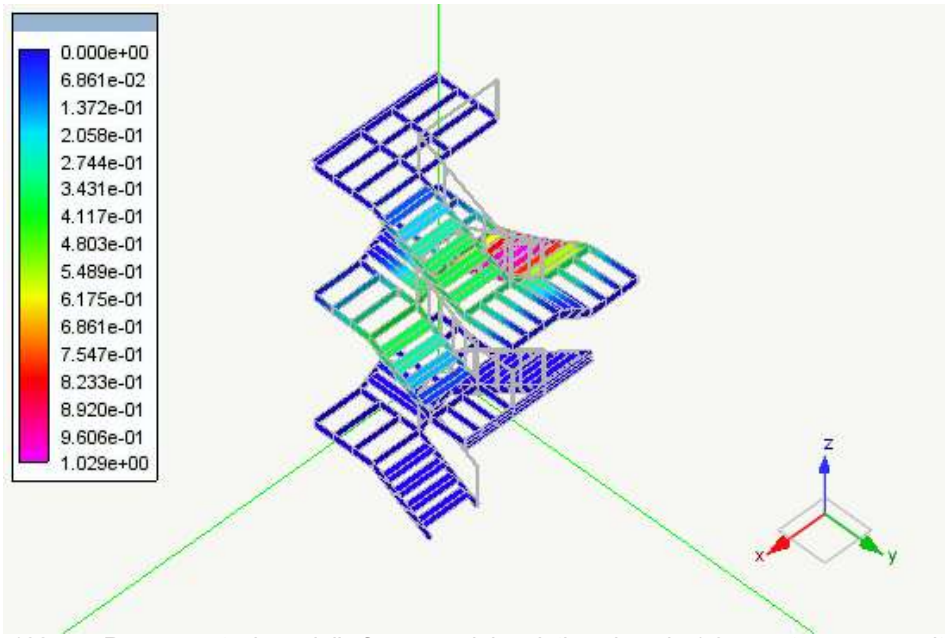


fig.102. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.0 avente massa eccitata pari a 0.19428327936083

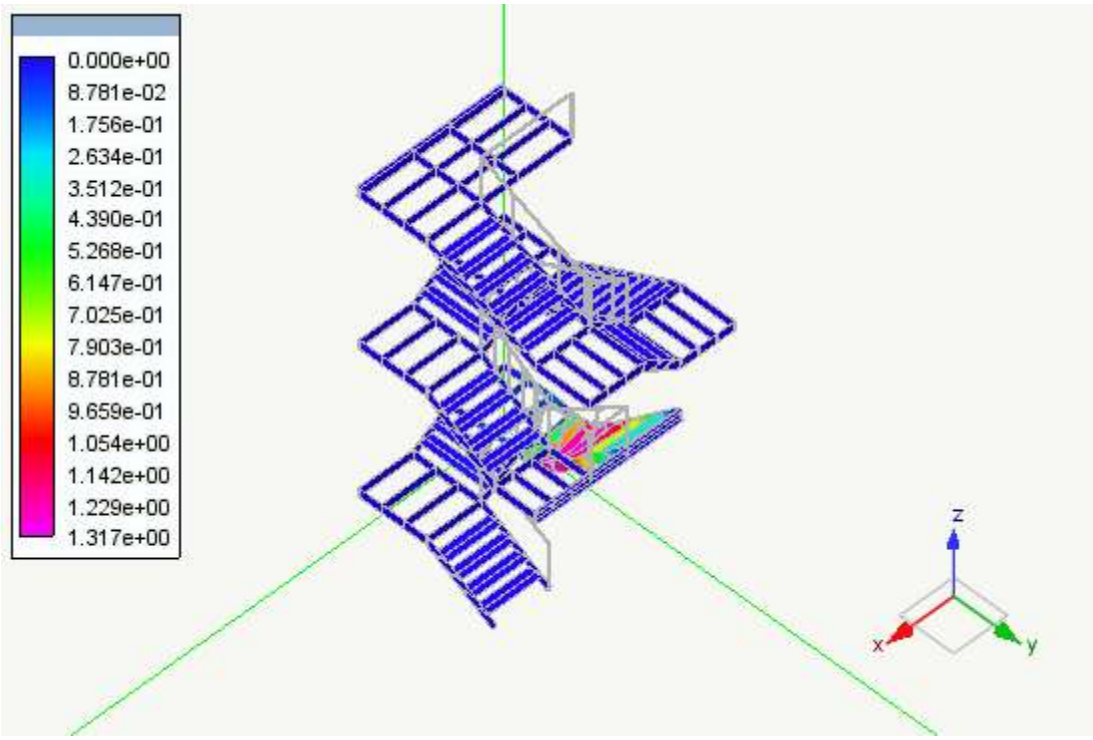


fig.103. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.0 avente massa eccitata pari a 0.071369927796002

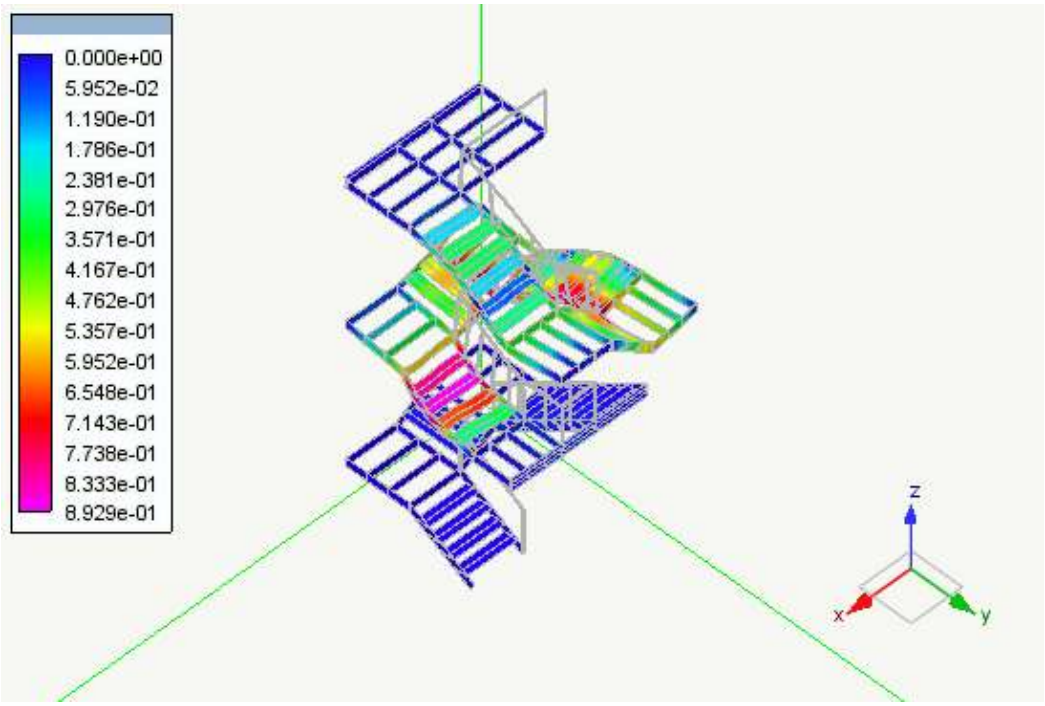


fig.104. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 5.0 avente massa eccitata pari a 0.052339460965397

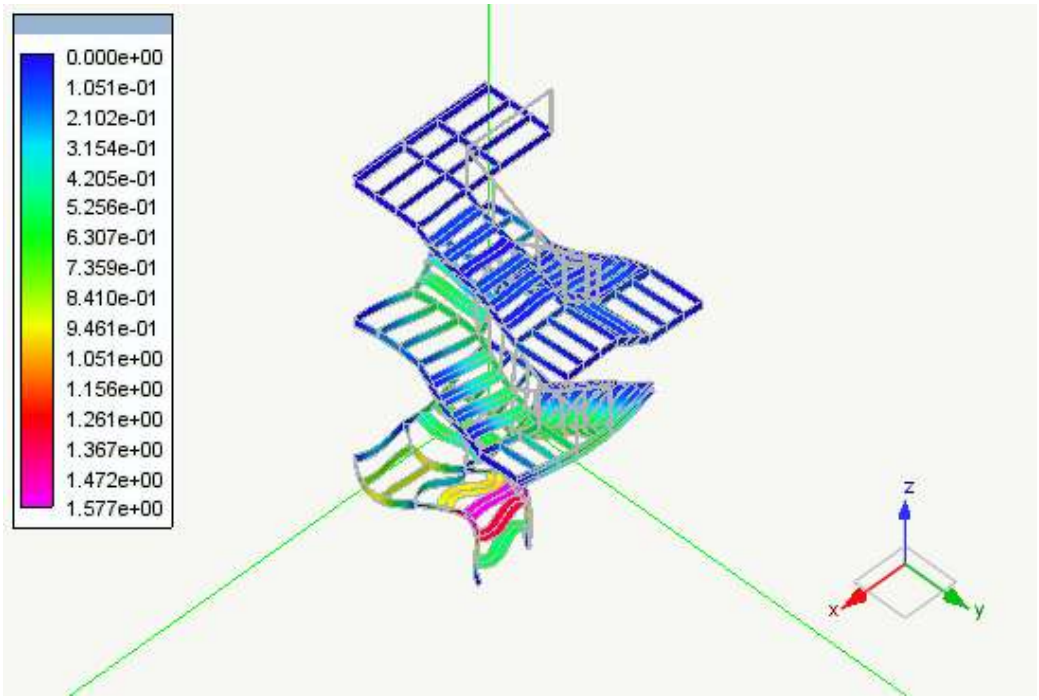


fig.105. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 12.0 avente massa eccitata pari a 0.052618688731986

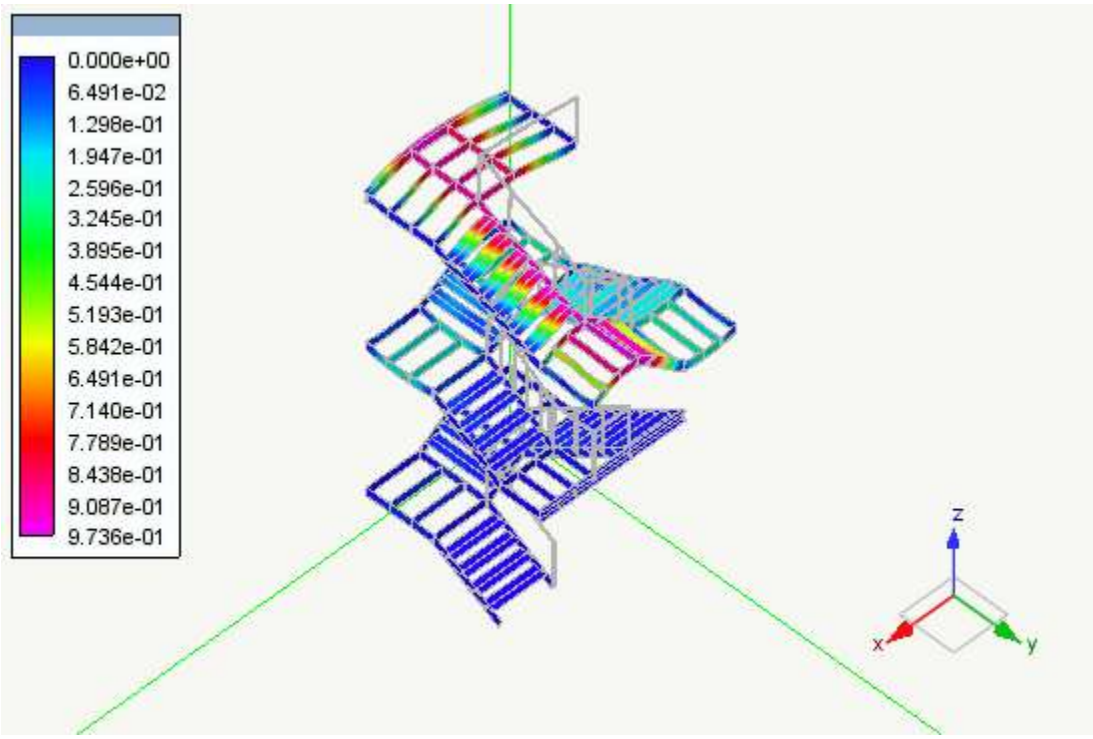


fig.106. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 14.0 avente massa eccitata pari a 0.070280771025502

- **Verifica struttura in carpenteria metallica**

Nei paragrafi che seguono, rimandando altresì ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, si riportano le schermate desunte dal software di calcolo per una speditiva visualizzazione dei risultati dell'analisi relative alla verifica della struttura in carpenteria metallica.

Verifiche allo SLE

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 formula 2.5.5 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.0033h (Stato Limite di operatività). (punto 7.3.6.2. DM17/01/2018)

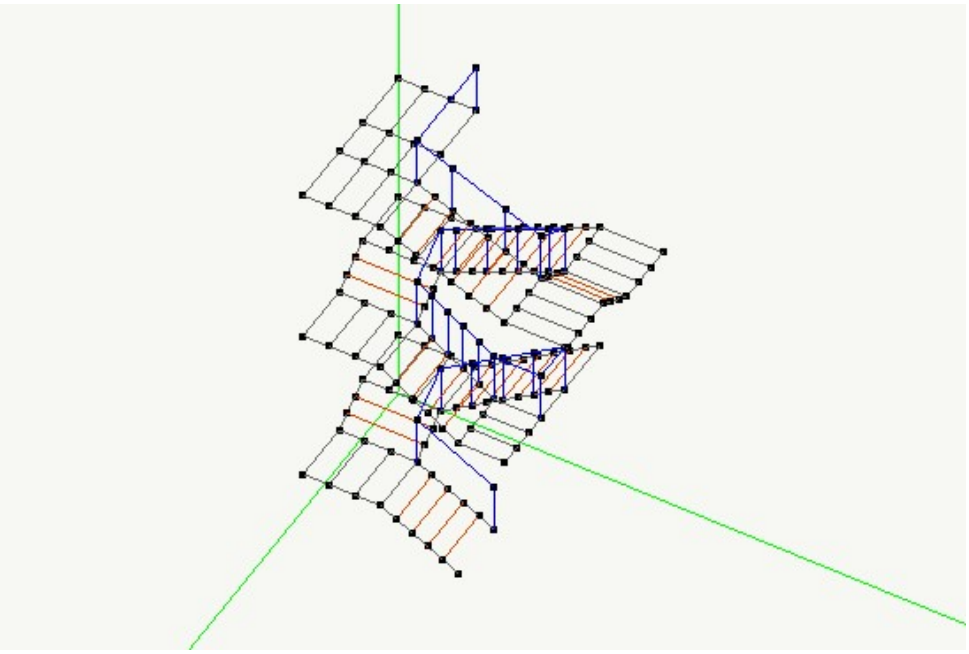


fig.107. *Rappresentazione verifica SLE*

Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di danno è risultato pari a 0.065 ed è stato ottenuto tra le quote 222.0 e 322.0, pertanto la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Verifiche allo SLU

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciaio visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

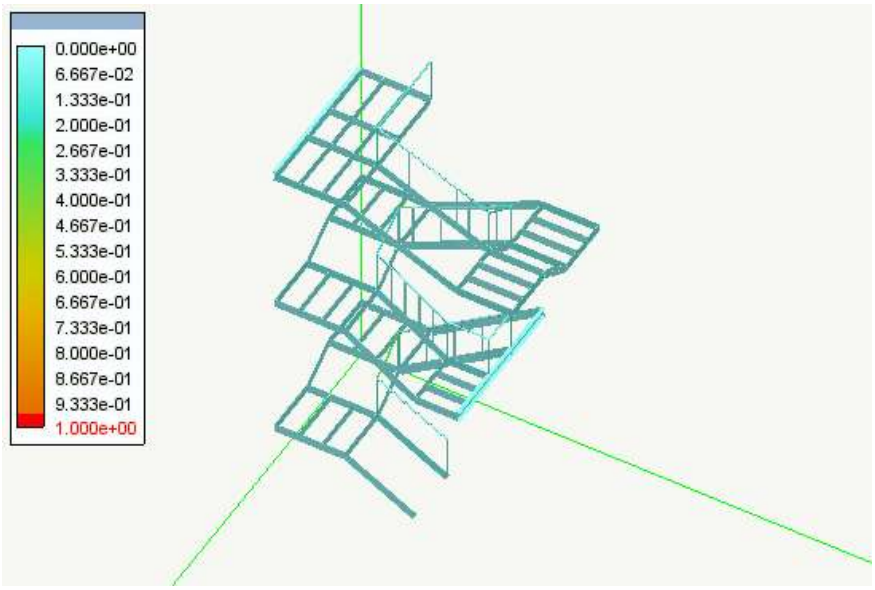


fig.108. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y



fig.109. *Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z*



fig.110. *Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio*



fig.111. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale



fig.112. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessionale



fig.113. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale



fig.114. Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico

Scala 2

- **Schemi strutturali posti alla base dei calcoli**

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando le disposizioni delle NTC2018. Per una maggiore chiarezza nei paragrafi successivi si riportano le schermate desunte dal programma di calcolo.

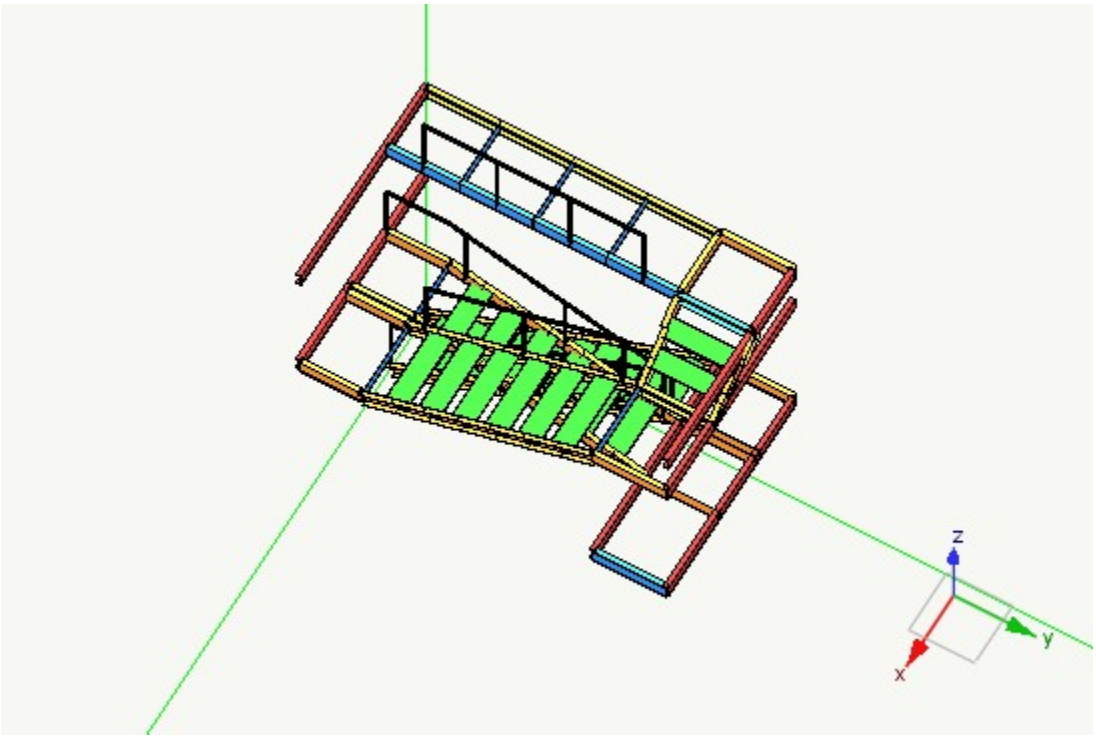


fig.115. Vista anteriore

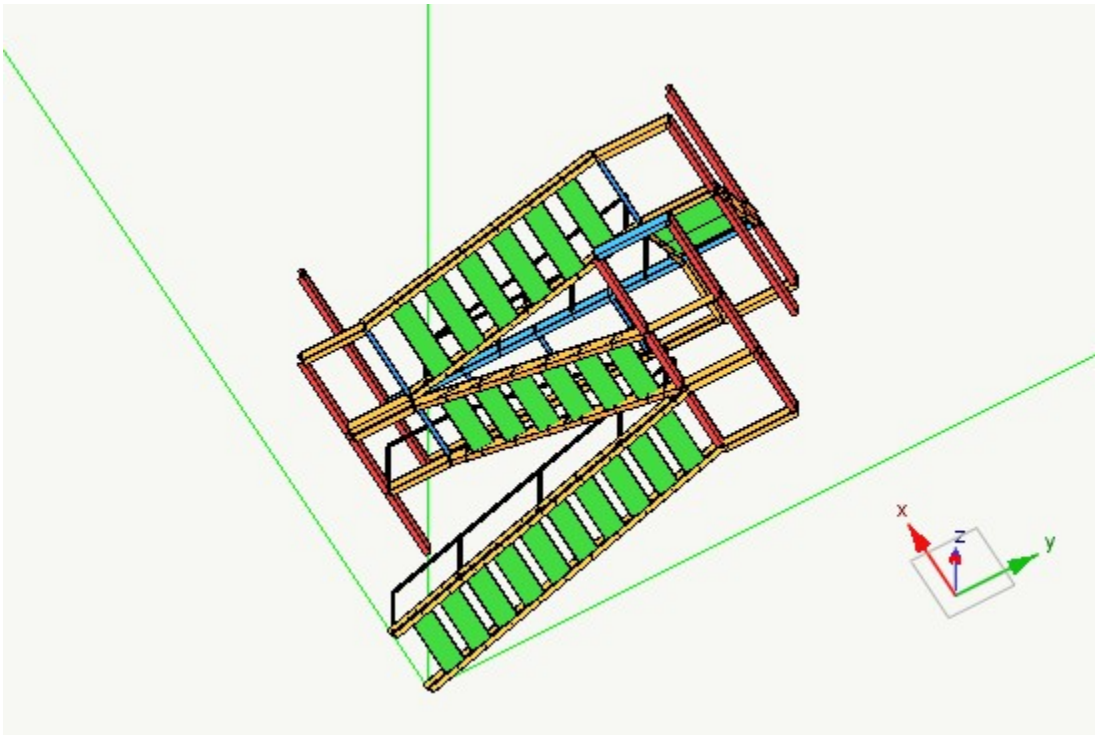


fig.116. Vista posteriore

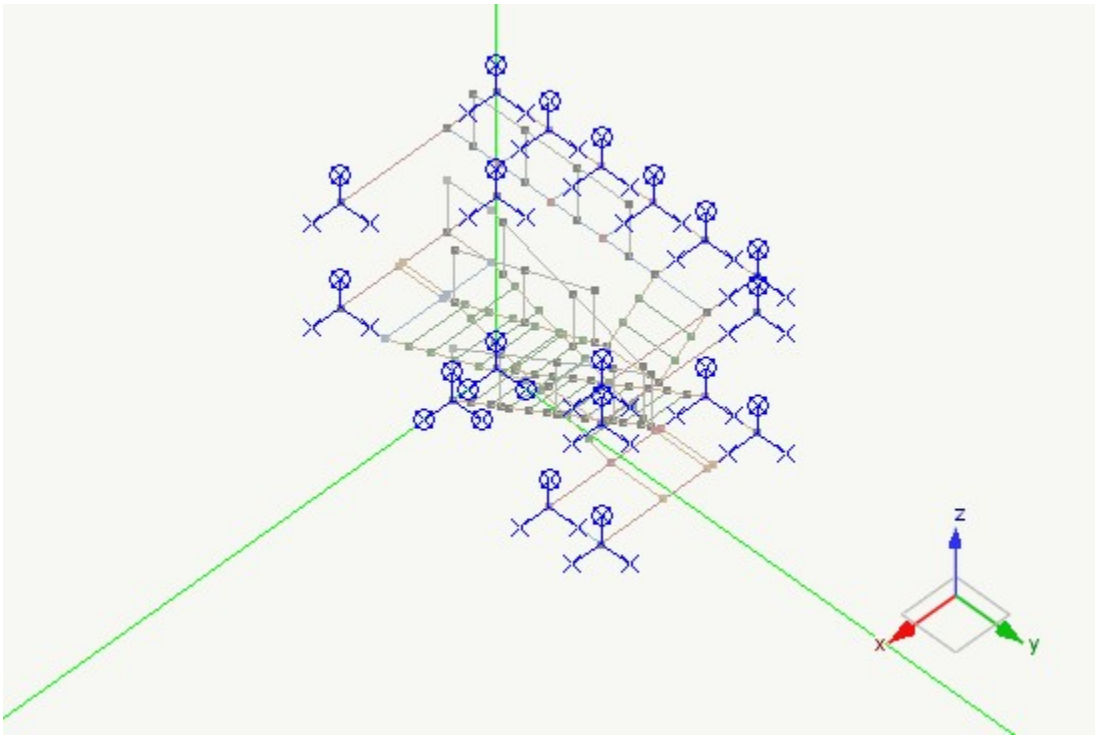


fig.117. Rappresentazione schema vincolare

I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

1. G1
2. Affollamento 1
3. Affollamento 2
4. Affollamento 3
5. Affollamento 4
6. Affollamento 5

Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:

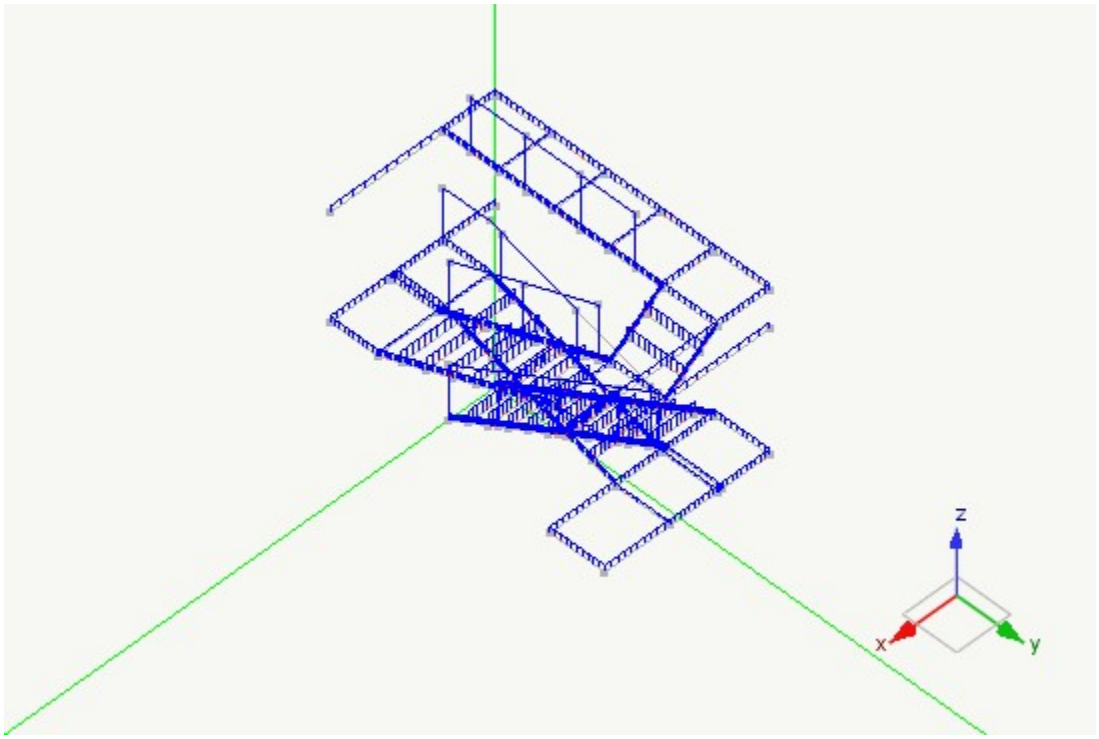


fig.118. Condizione di carico: G1: Grafico dei carichi

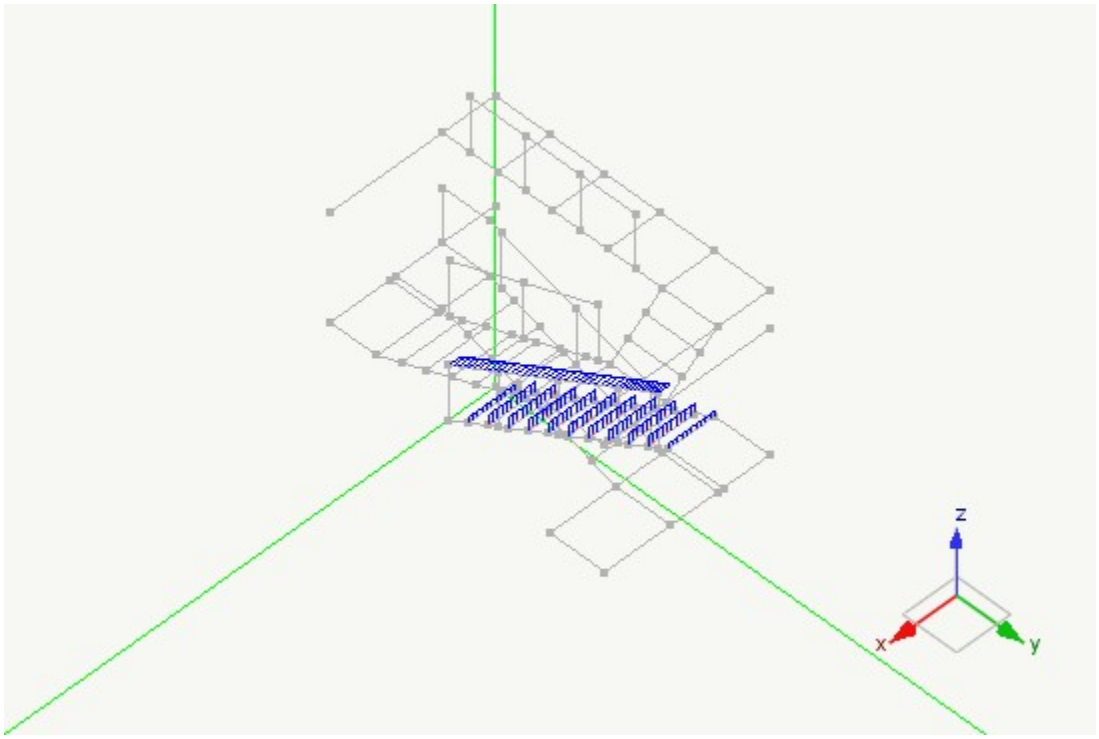


fig.119. Condizione di carico: Affollamento 1: Grafico dei carichi

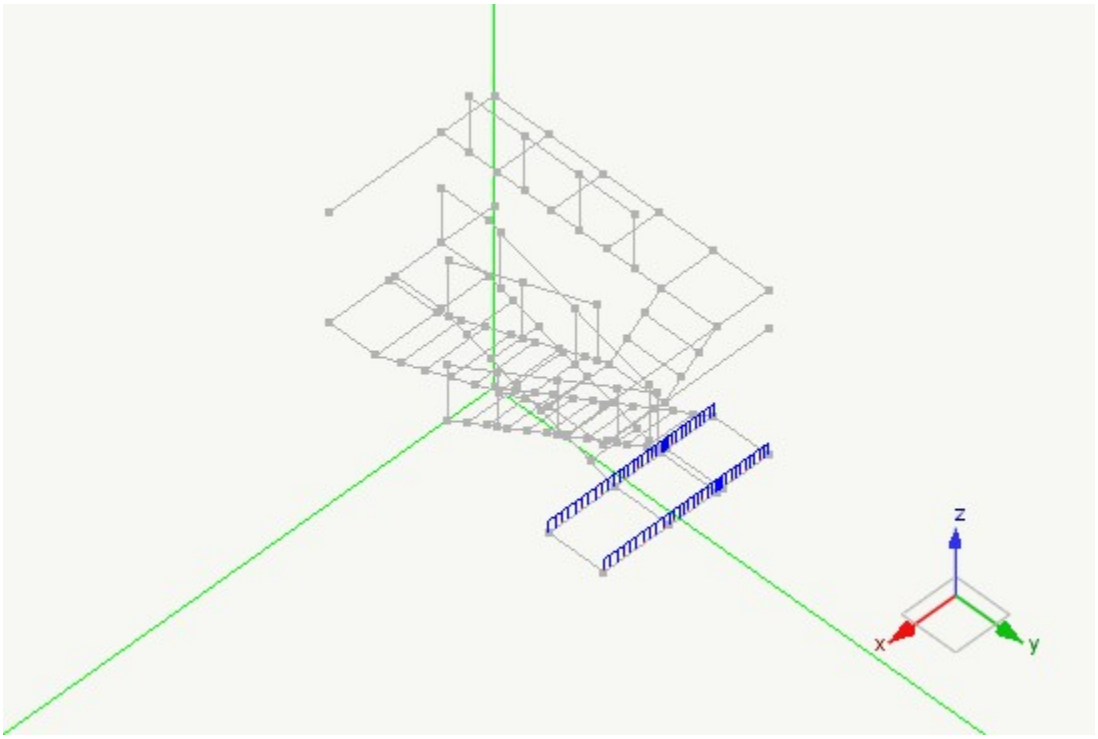


fig.120. Condizione di carico: Affollamento 2: Grafico dei carichi

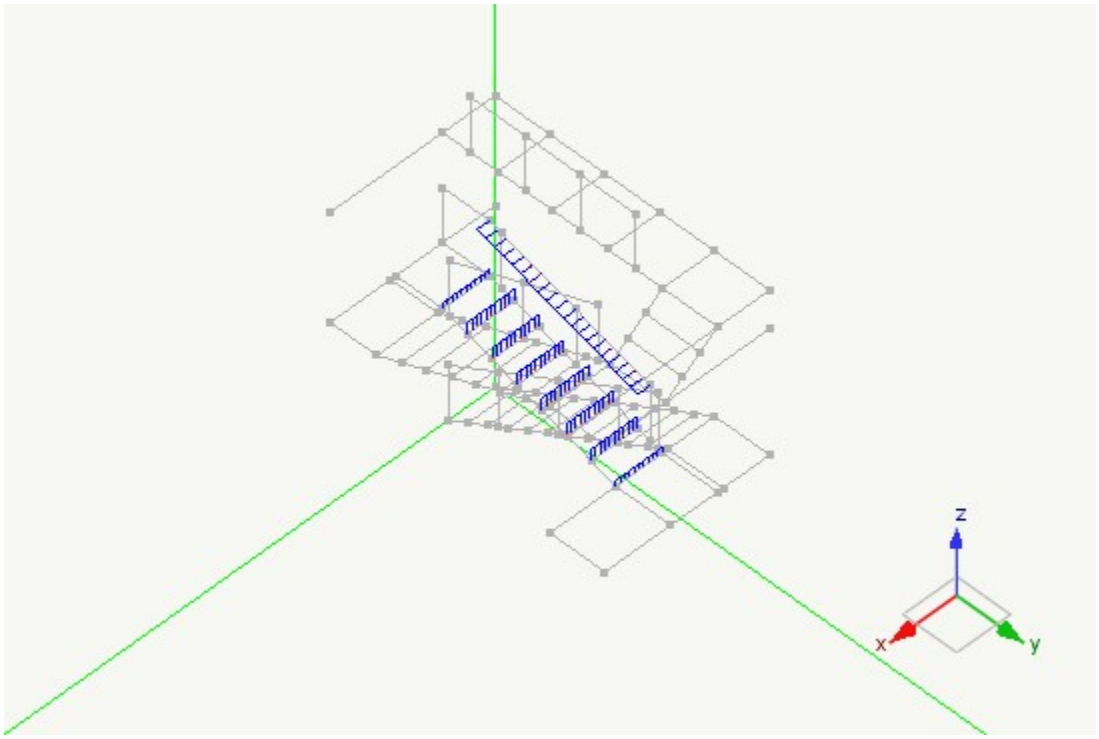


fig.121. Condizione di carico: Affollamento 3: Grafico dei carichi

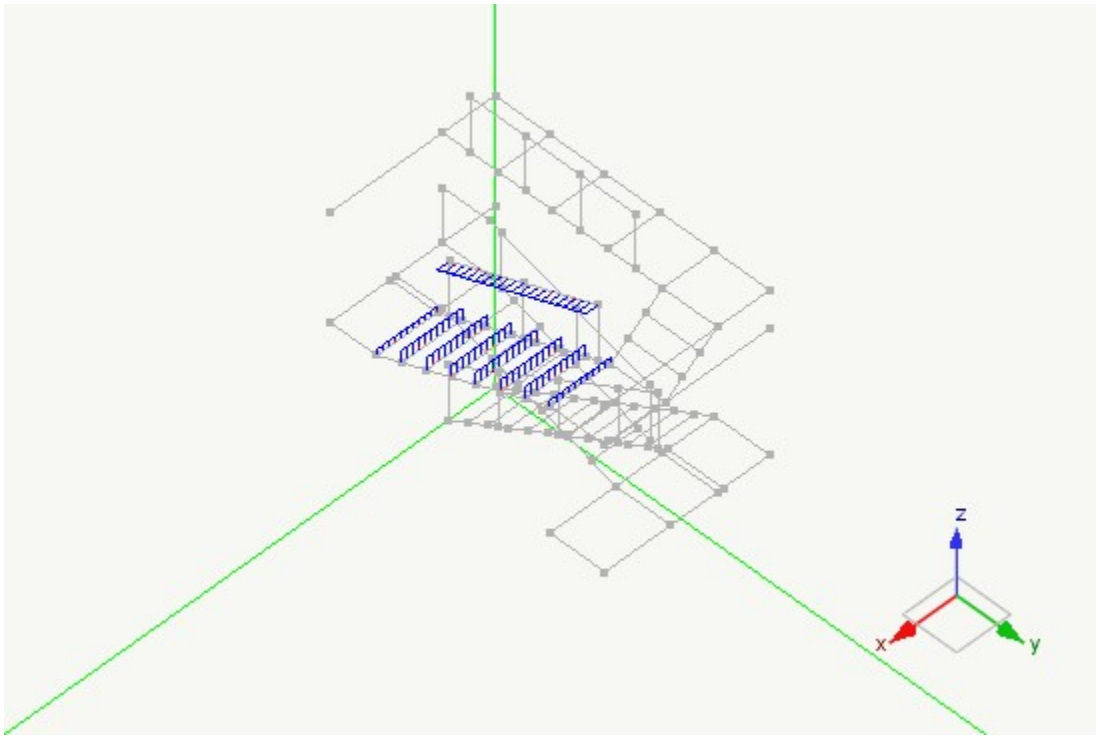


fig.122. Condizione di carico: Affollamento 4: Grafico dei carichi

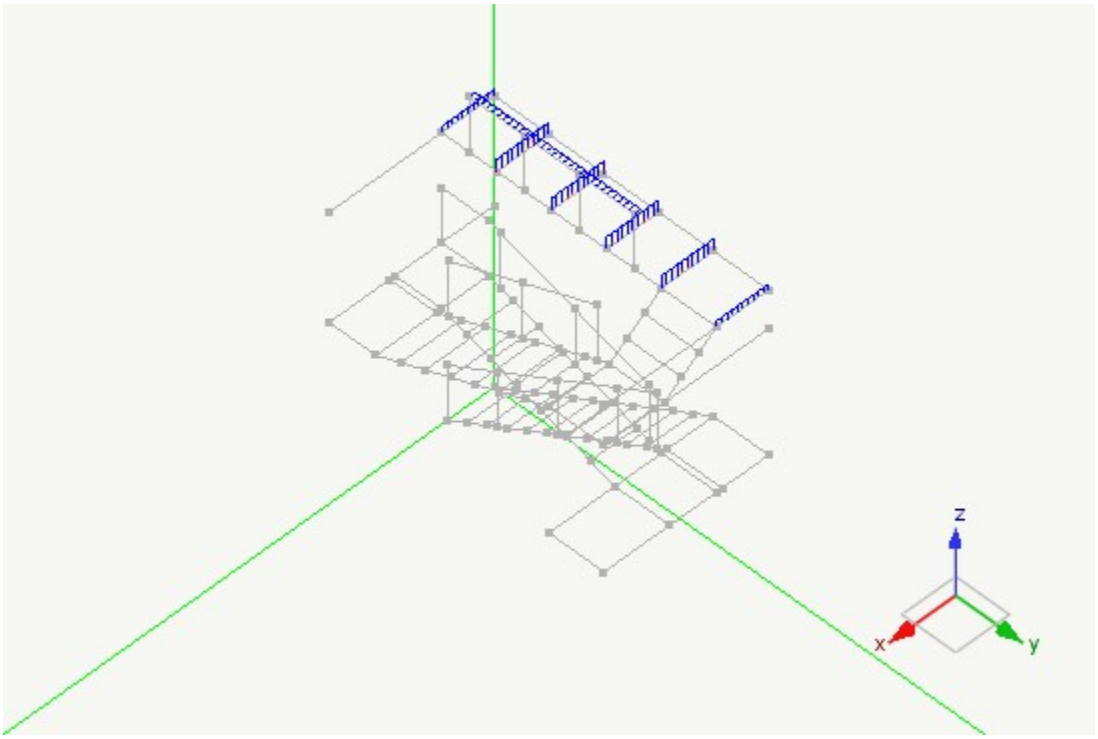


fig.123. Condizione di carico: Affollamento 5: Grafico dei carichi

- **Andamento delle deformate nelle varie condizioni di carico**

ANDAMENTO DELLE DEFORMATE NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO

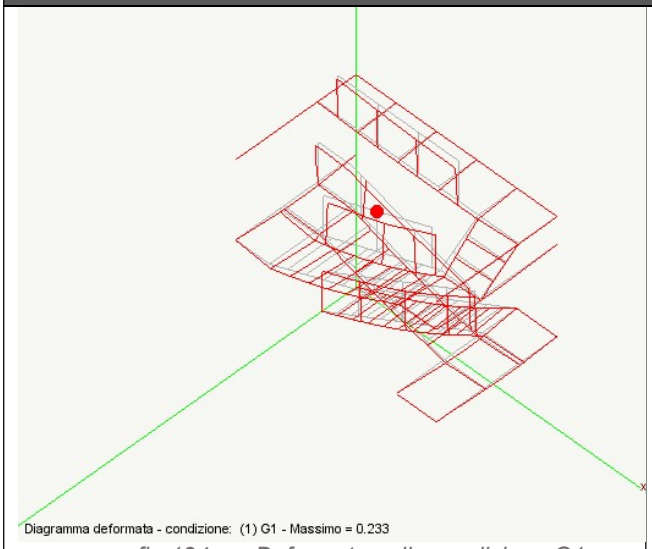


fig.124. Deformata nella condizione G1

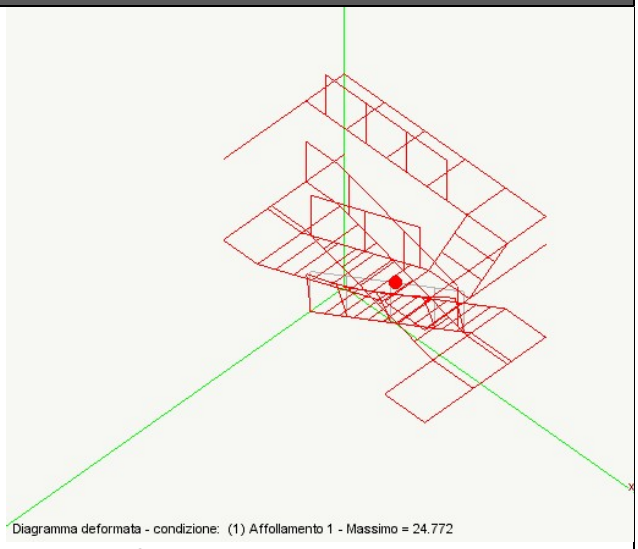


fig.125. Deformata nella condizione Q-affollamento 1

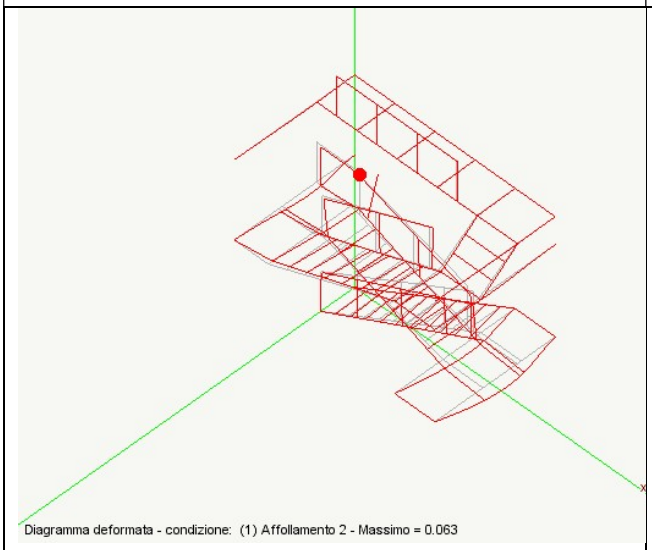


fig.126. Deformata nella condizione Q-Affollamento 2

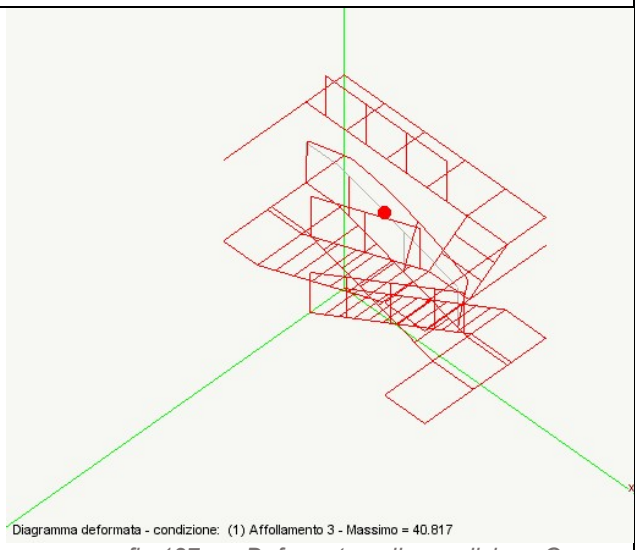


fig.127. Deformata nella condizione Q-Affollamento 3

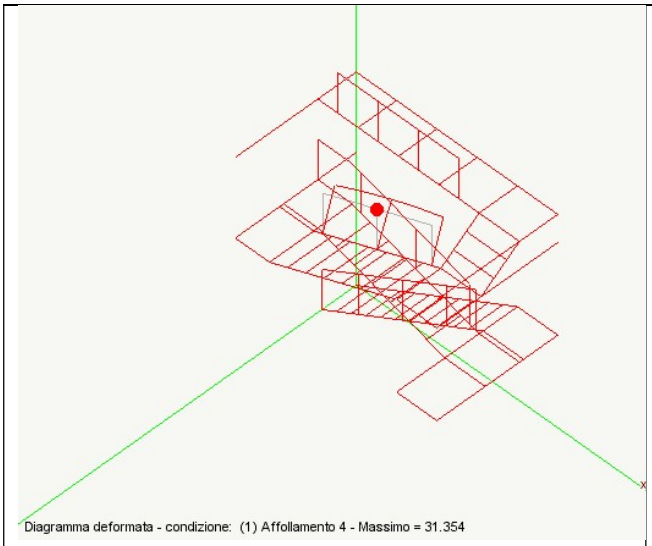


fig.128. Deformata nella condizione Q-Affollamento 4

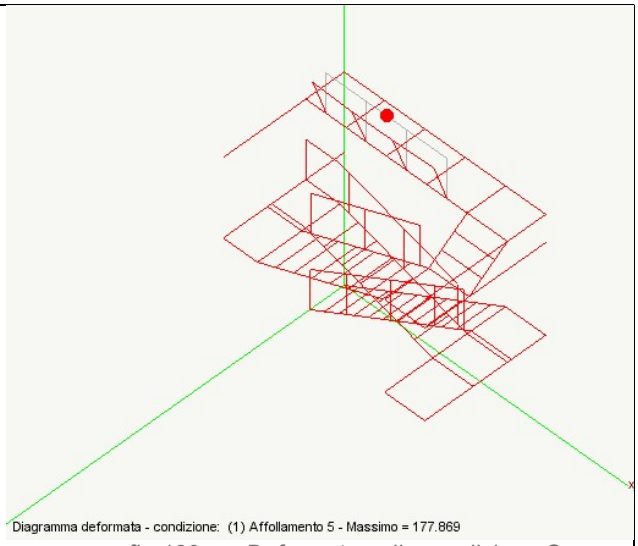


fig.129. Deformata nella condizione Q-Affollamento 5



fig.130. Deformata nella condizione Dinamica SLD-X



fig.131. Deformata nella condizione Dinamica SLD-Y



fig.132. Deformata Dinamica SLV-X

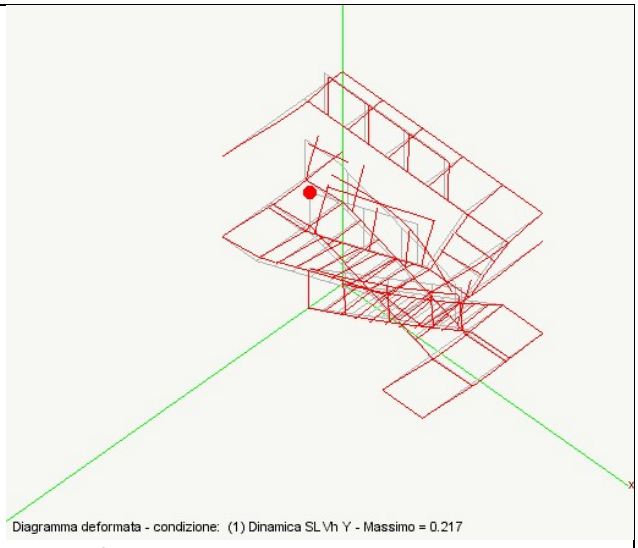


fig.133. Deformata nella condizione Dinamica SLV-Y

- **Diagrammi delle sollecitazioni**

DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI



fig.134. Condizione G_1



fig.135. Condizione Q-Affollamento 1

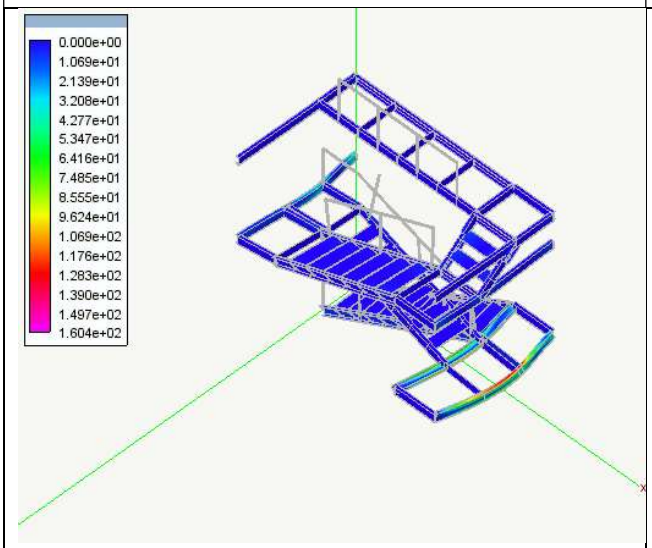


fig.136. Condizione Q-Affollamento 2

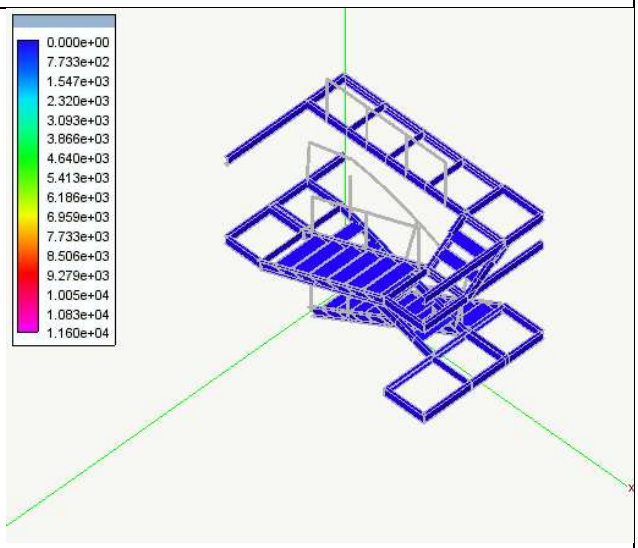


fig.137. Condizione Q-Affollamento 3

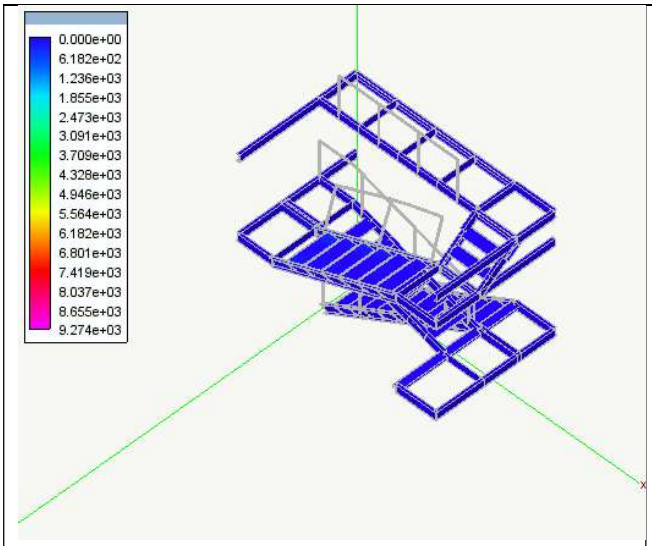


fig.138. Condizione Q-Affollamento 4

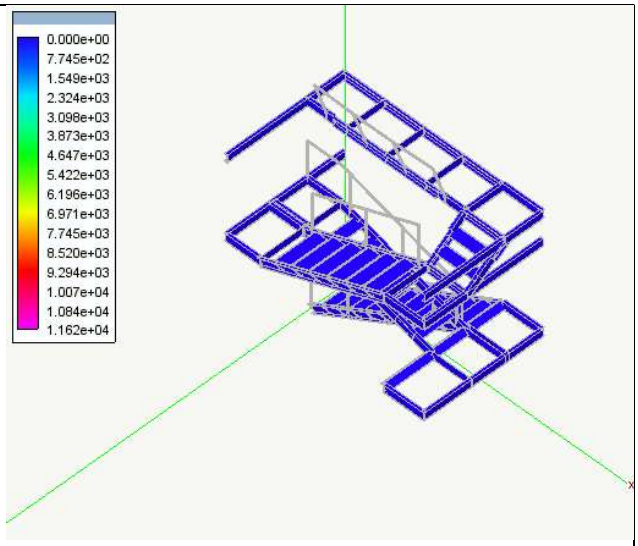


fig.139. Condizione Q-Affollamento 5

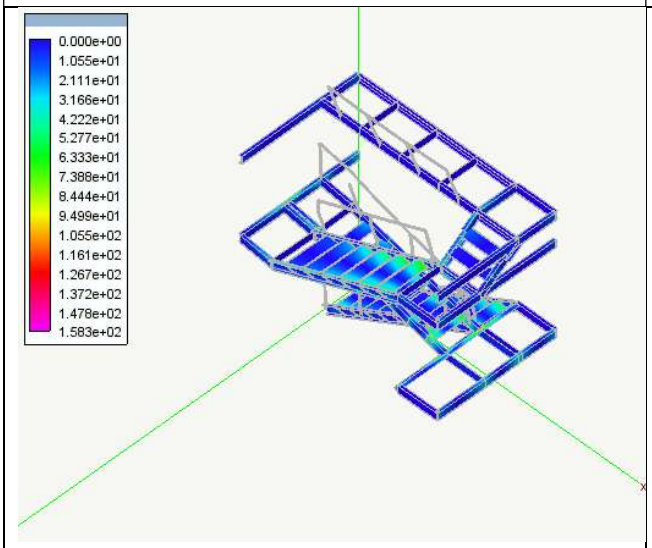


fig.140. Condizione Dinamica SLD-X

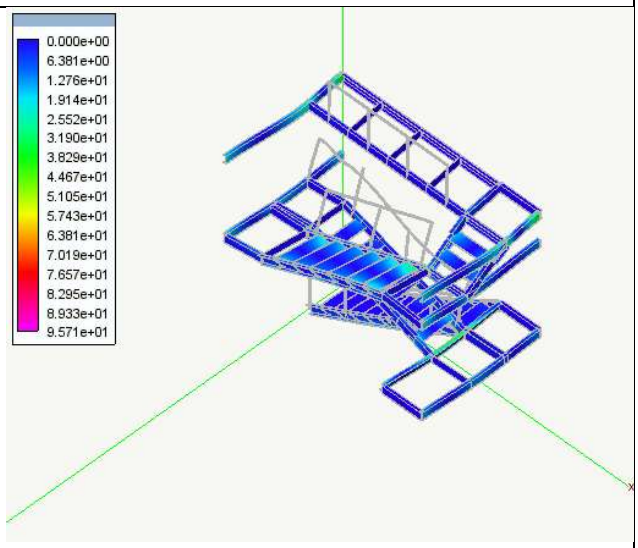


fig.141. fig. Condizione Dinamica SLD-Y

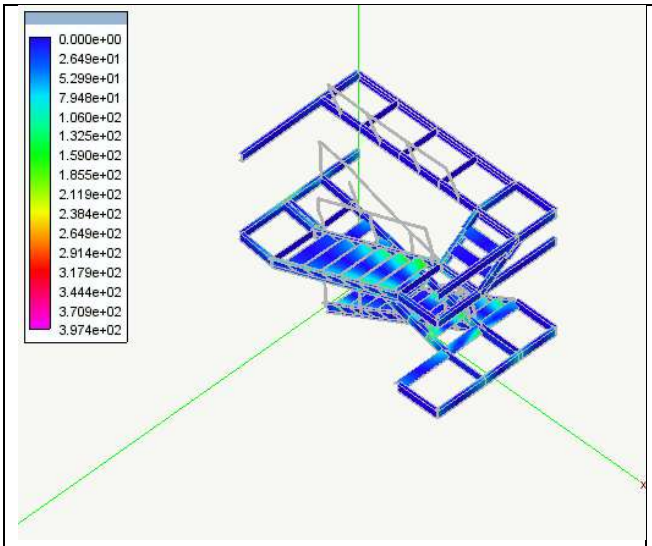


fig.142. - Condizione Dinamica SLV-X

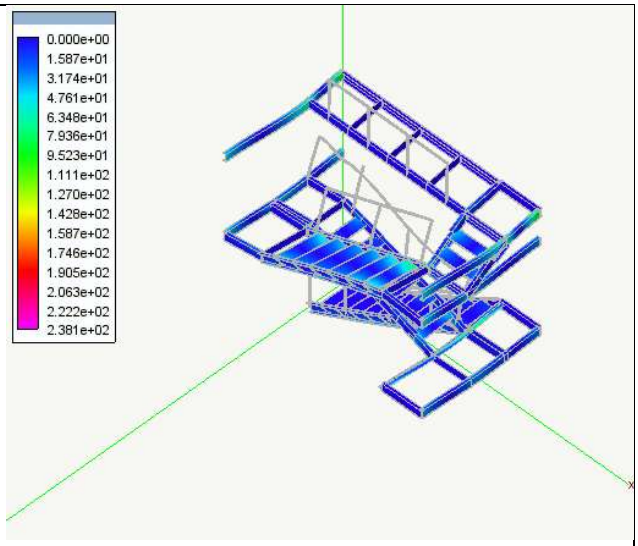


fig.143. Condizione Dinamica SLV-Y

- **Risultati dell'analisi modale**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L' analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano ***k*** e ***m*** rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k-\omega^2{}_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente ***k*** e ***m*** sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k\phi_n=\omega^2{}_n\, m\, \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di ***m***

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2{}_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 40.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.335	0.000	0.084
2	0.157	52.970	0.000
3	0.144	8.570	16.937
4	0.129	10.380	0.987
5	0.118	8.630	0.108
6	0.110	6.460	0.450
7	0.107	3.210	0.007
8	0.089	16.420	9.694
9	0.082	7.880	1.790
10	0.076	6.930	0.337
11	0.073	4.550	0.019
12	0.068	6.780	8.453
13	0.064	5.230	21.790
14	0.059	8.290	2.975
15	0.054	7.910	0.000
16	0.054	1.700	0.000
17	0.052	3.340	0.016
18	0.045	12.640	4.865

19	0.045	0.390	1.530
20	0.044	1.330	0.870
21	0.042	4.640	0.503
22	0.041	3.310	1.636
23	0.039	4.370	0.004
24	0.037	4.430	0.103
25	0.035	5.340	0.002
26	0.034	4.890	0.003
27	0.034	0.380	0.012
28	0.032	4.130	0.009
29	0.032	0.090	0.011
30	0.030	6.230	0.215
31	0.029	2.580	0.345
32	0.024	19.200	0.004
33	0.023	4.650	0.720
34	0.023	0.420	0.000
35	0.022	4.180	0.165
36	0.021	4.830	2.514
37	0.020	4.700	3.824

38	0.017	12.560	0.239
39	0.015	14.370	0.003
40	0.014	2.530	0.201

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.000% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.

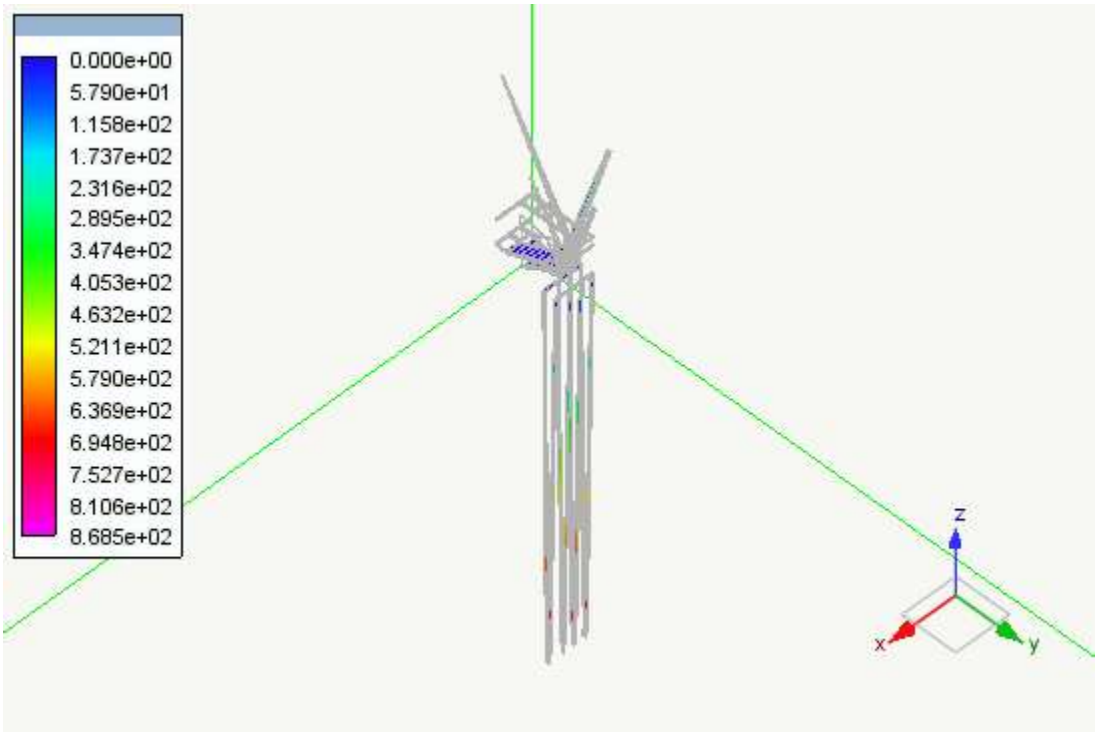


fig.144. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.0 avente massa eccitata pari a 0.16937029720679

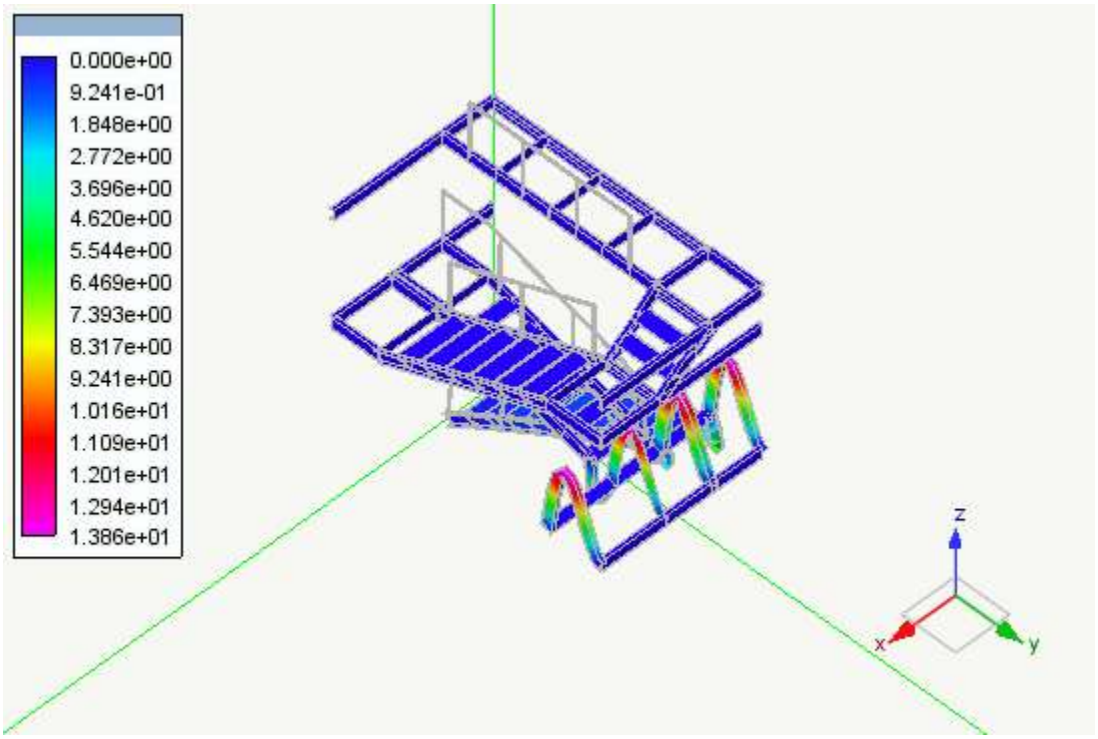


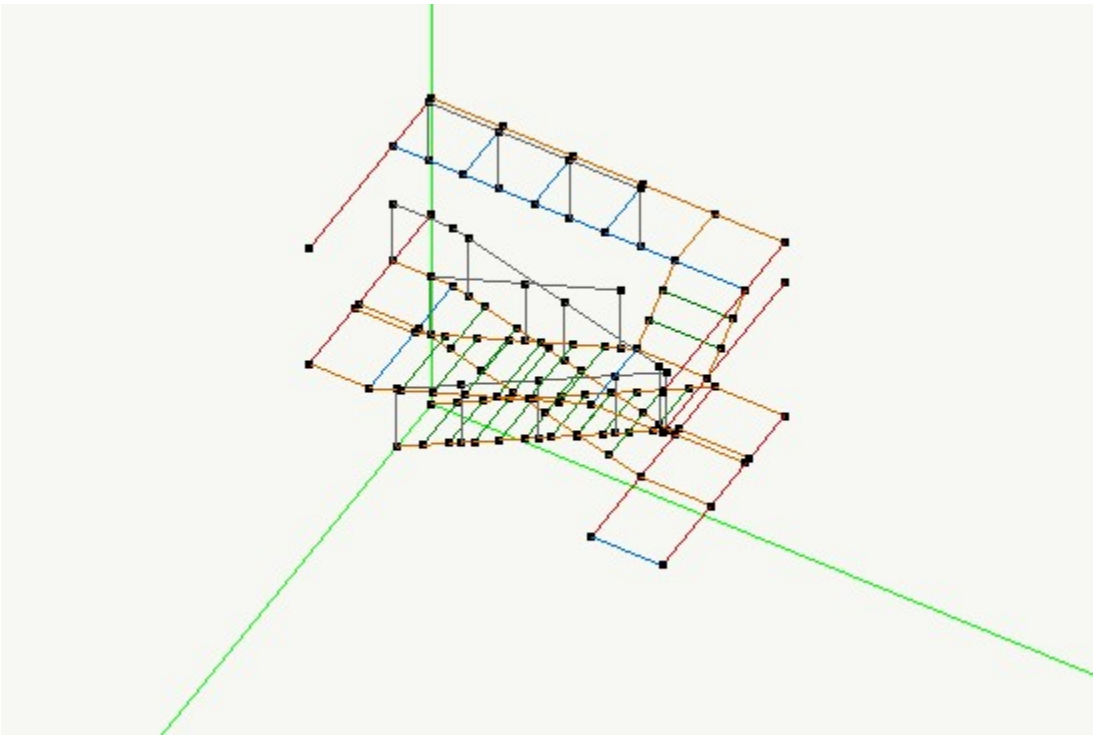
fig.145. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 8.0 avente massa eccitata pari a 0.096942812314299

- **Verifica struttura in carpenteria metallica**

Nei paragrafi che seguono, rimandando altresì ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, si riportano le schermate desunte dal software di calcolo per una speditiva visualizzazione dei risultati dell'analisi relative alla verifica della struttura in carpenteria metallica.

Verifiche allo SLE

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 formula 2.5.5 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.0033h (Stato Limite di operatività). (punto 7.3.6.2. DM17/01/2018)



Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di danno è risultato pari a 1.001 ed è stato ottenuto tra le quote 530.0 e 630.0, pertanto la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Verifiche allo SLU

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciaio visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

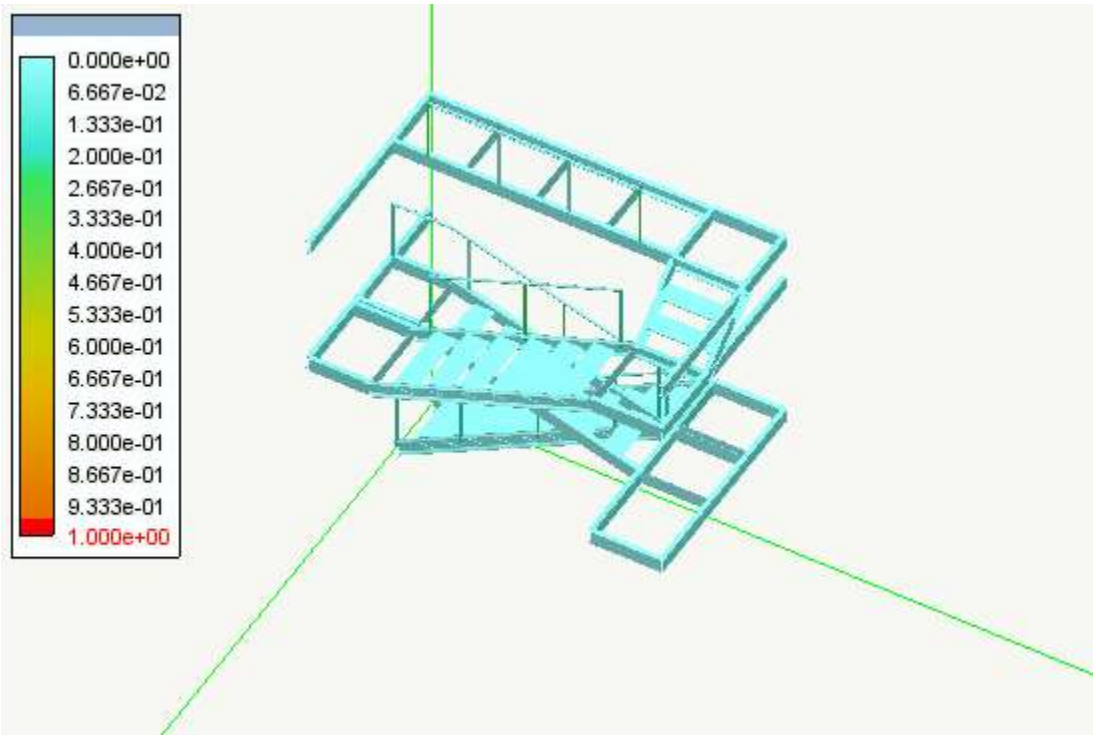


fig.146. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y

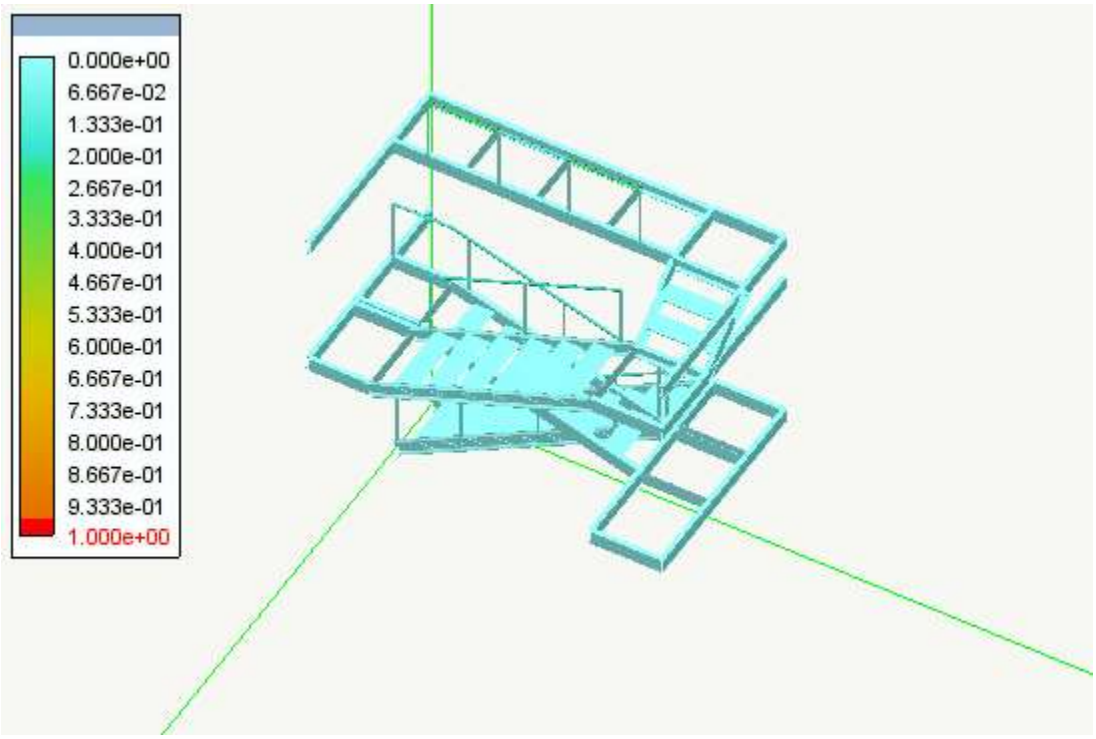


fig.147. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z

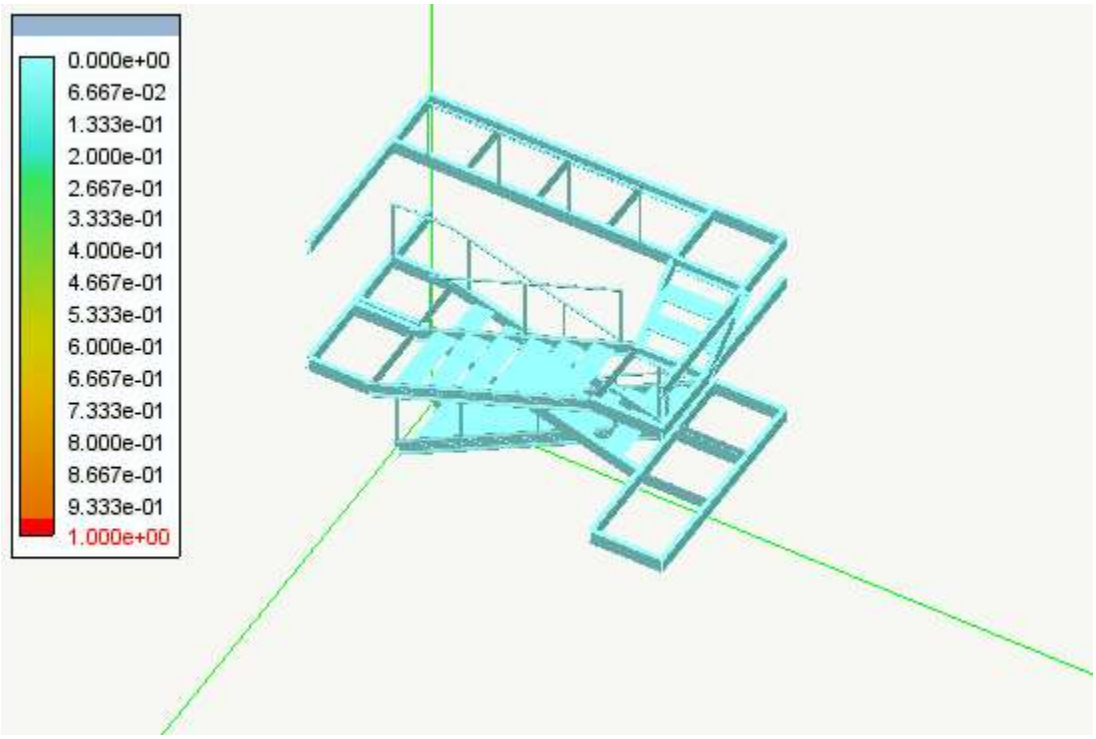


fig.148. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio

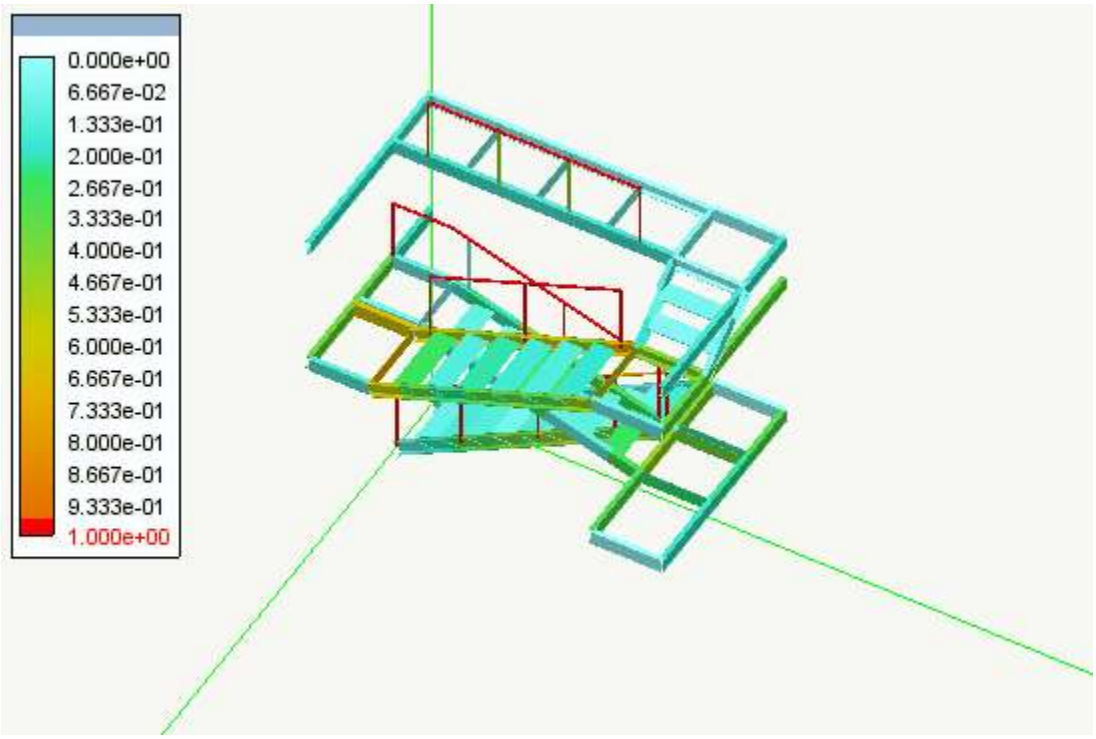


fig.149. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale

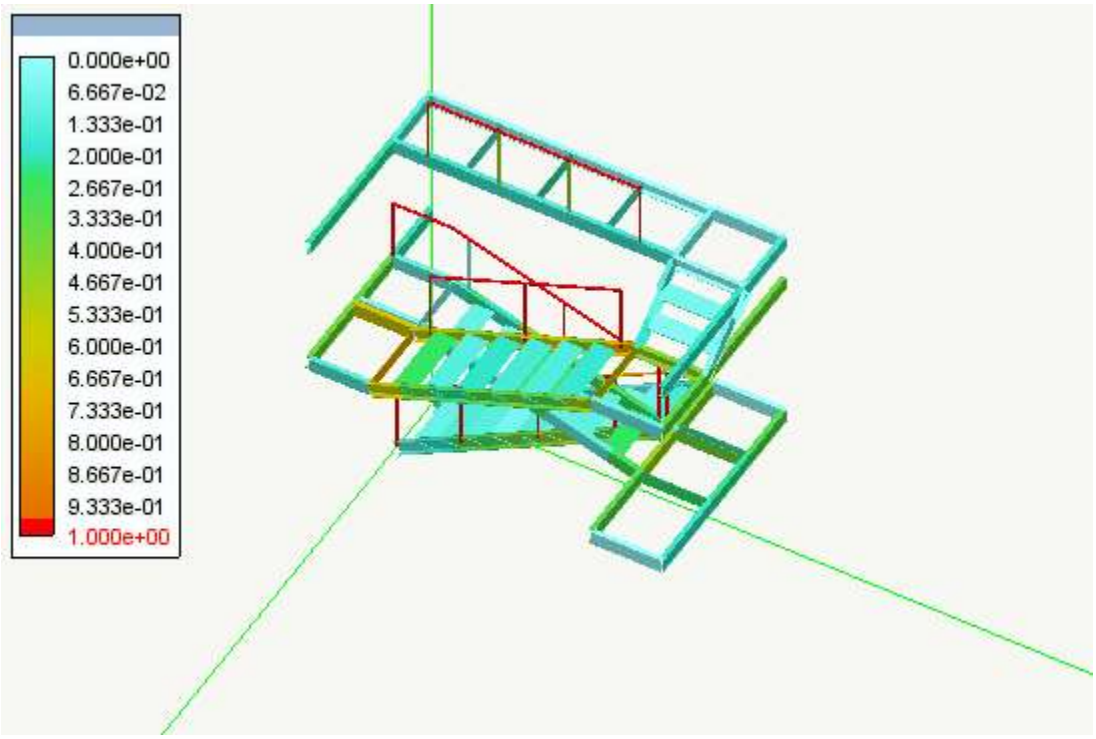


fig.150. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità flesso torsionale

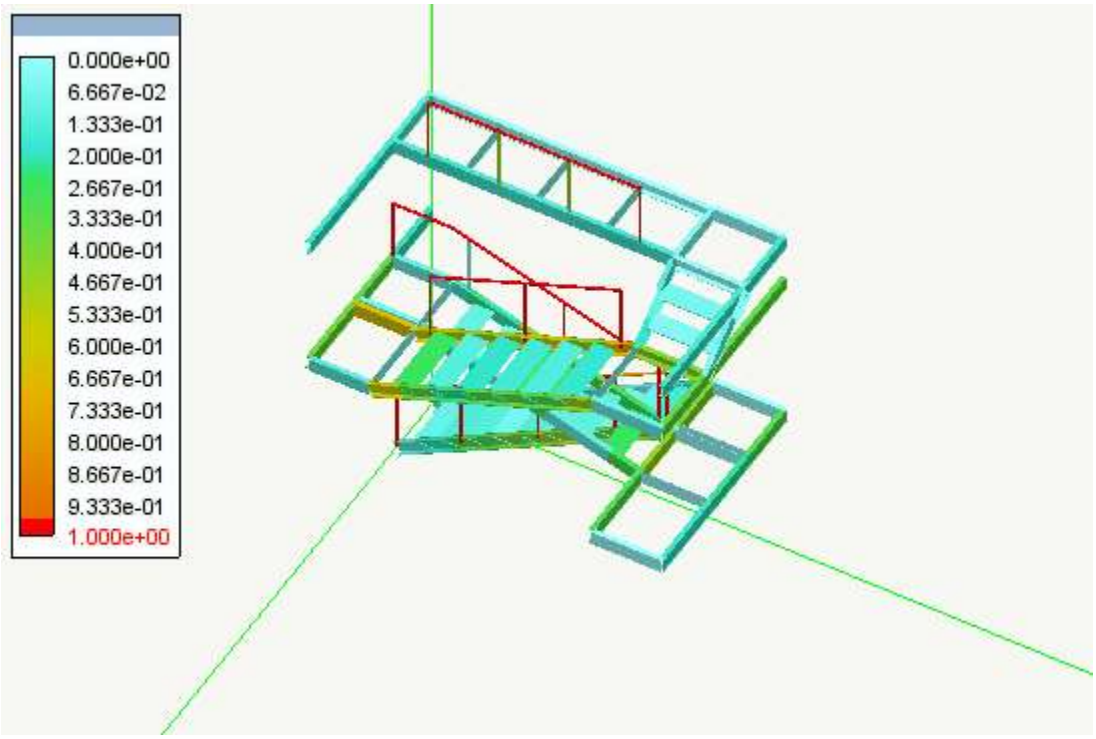


fig.151. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessisonale

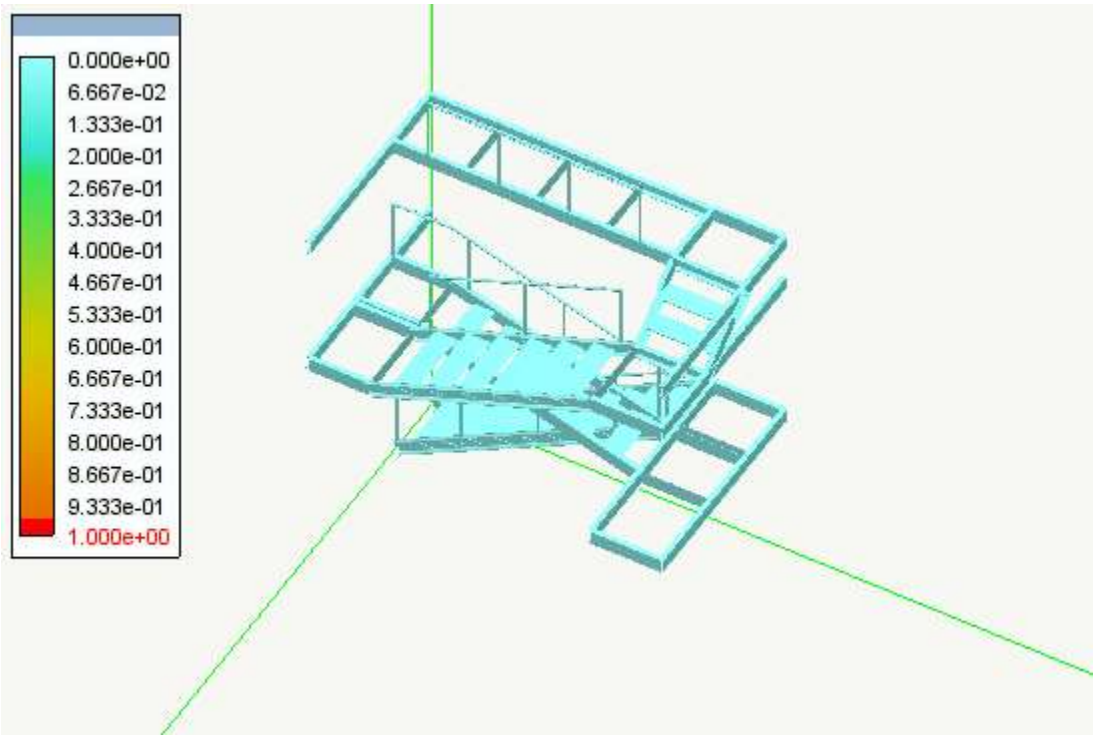


fig.152. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale

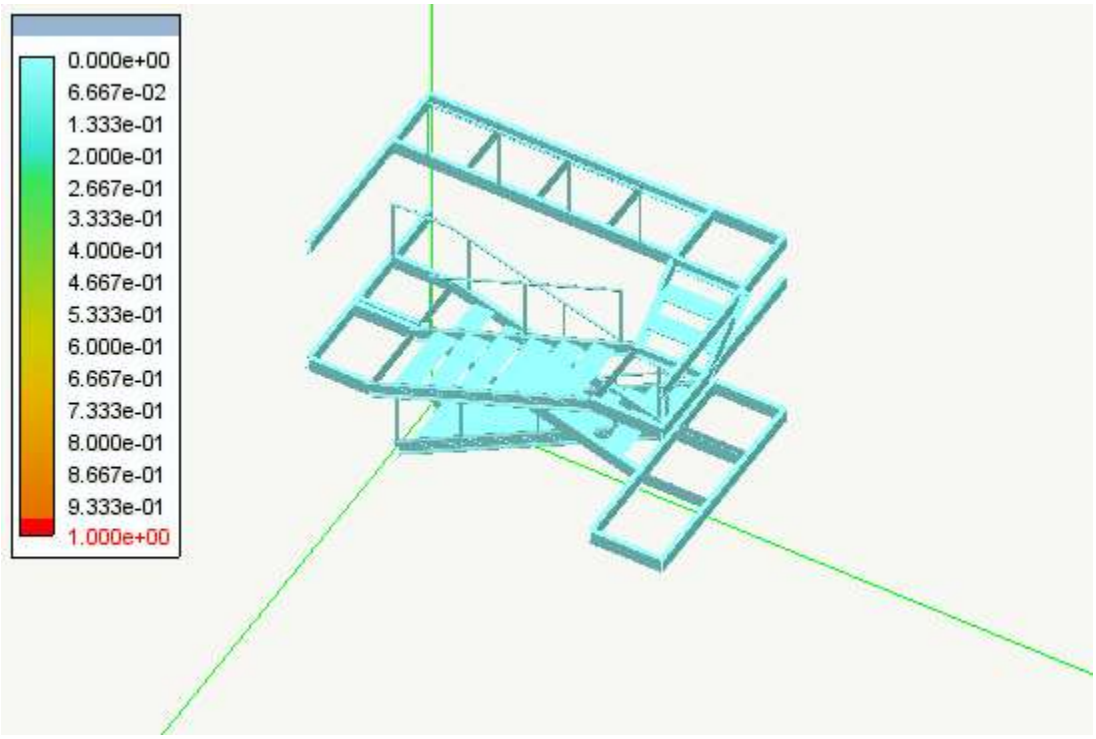


fig.153. Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico

Scala 3

- **Schemi strutturali posti alla base dei calcoli**

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando le disposizioni delle NTC2018. Per una maggiore chiarezza nei paragrafi successivi si riportano le schermate desunte dal programma di calcolo.

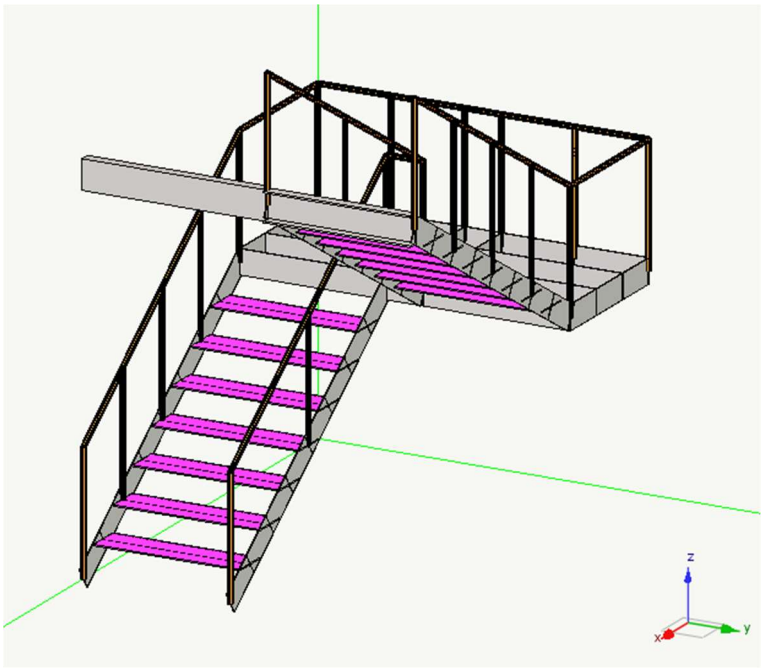


fig.154. Vista anteriore

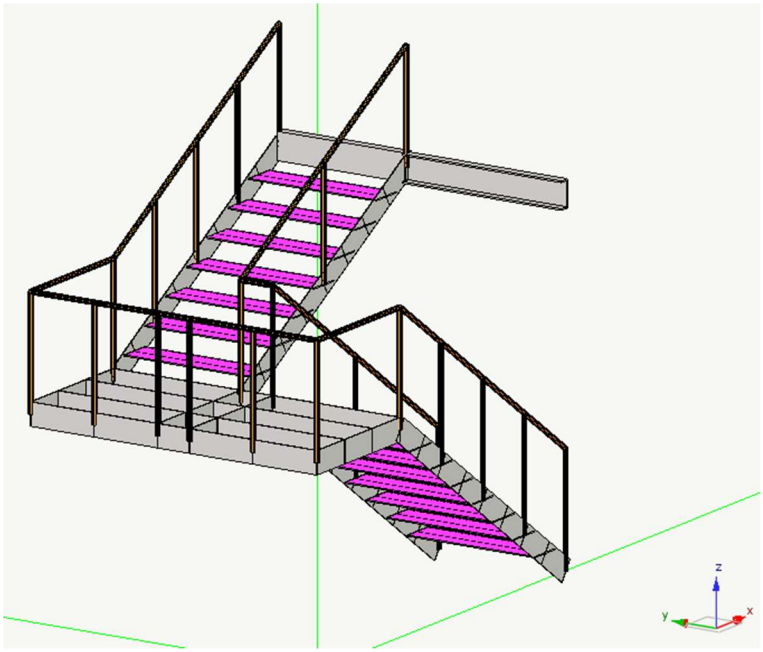


fig.155. Vista posteriore

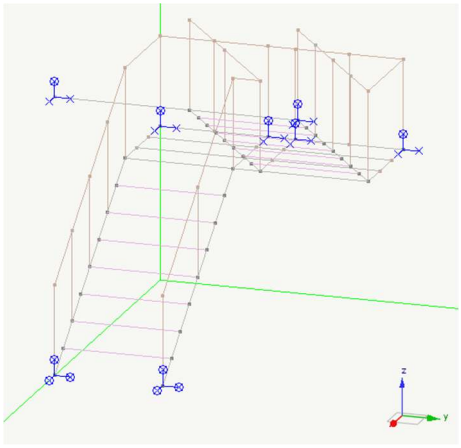


fig.156. Rappresentazione schema vincolare

- **Andamento delle deformate nelle varie condizioni di carico**

ANDAMENTO DELLE DEFORMATE NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO

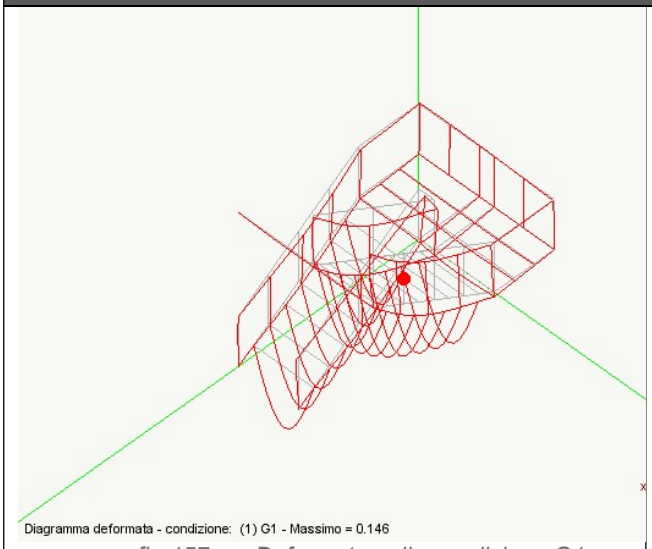


fig.157. Deformata nella condizione G1

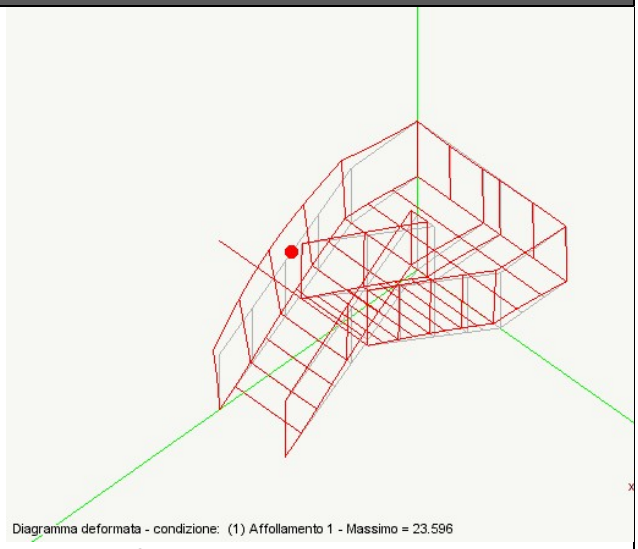


fig.158. Deformata nella condizione Q-affollamento 1

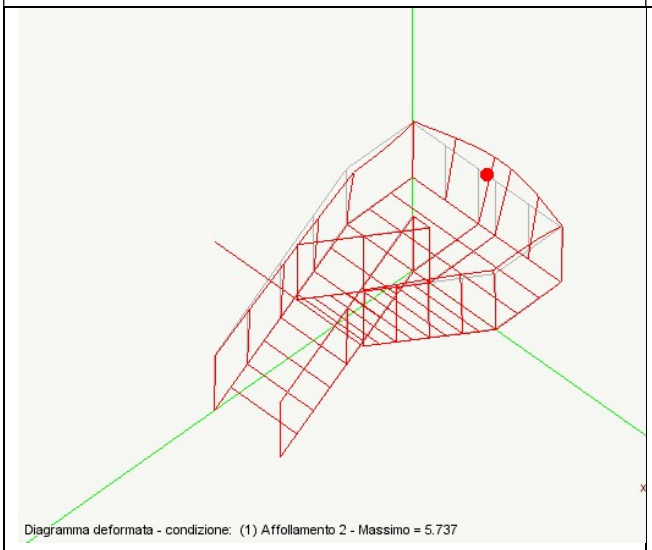


fig.159. Deformata nella condizione Q-Affollamento 2

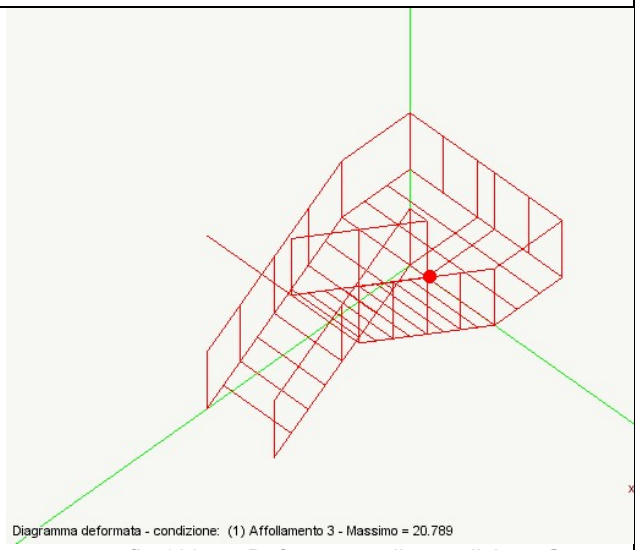


fig.160. Deformata nella condizione Q-Affollamento 3

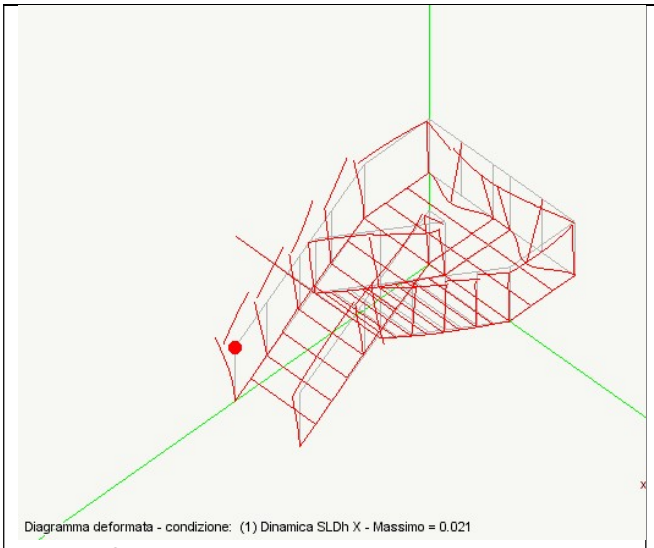


fig.161. Deformata nella condizione Dinamica SLD-X



fig.162. Deformata nella condizione Dinamica SLD-Y



fig.163. Deformata Dinamica SLV-X

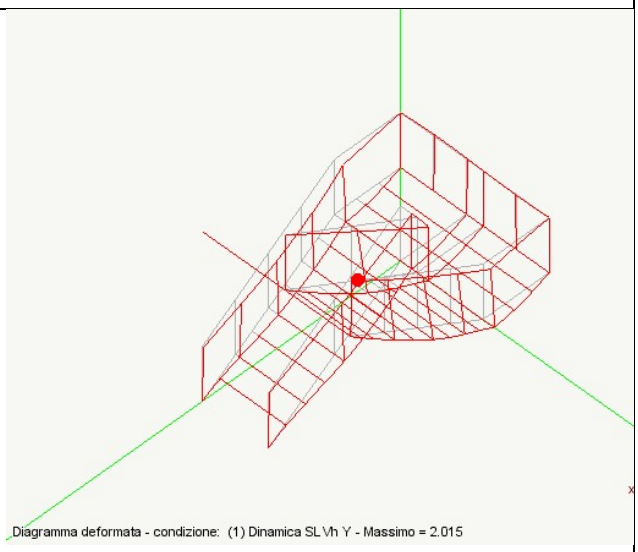


fig.164. Deformata nella condizione Dinamica SLV-Y

- **Diagrammi delle sollecitazioni**

fig.165. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

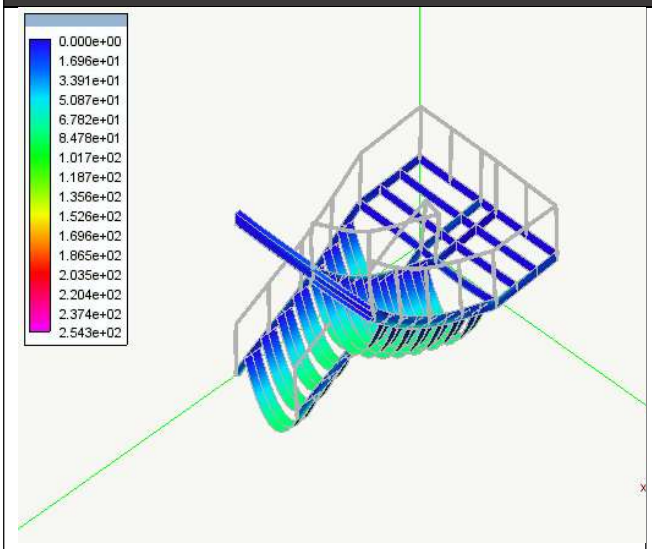


fig.166. Condizione G_1

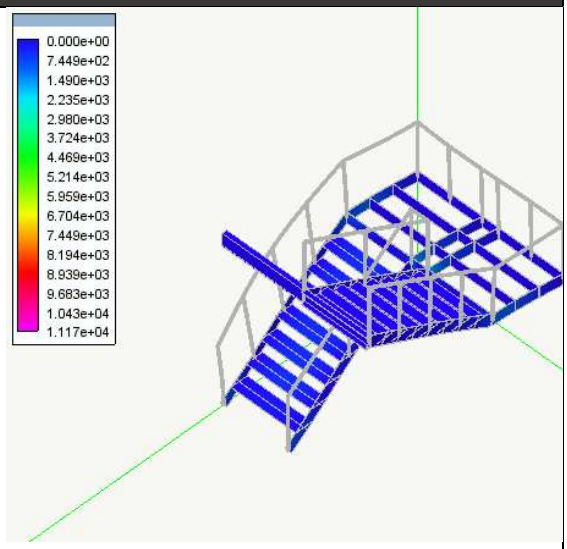


fig.167. Condizione Q-Affollamento 1

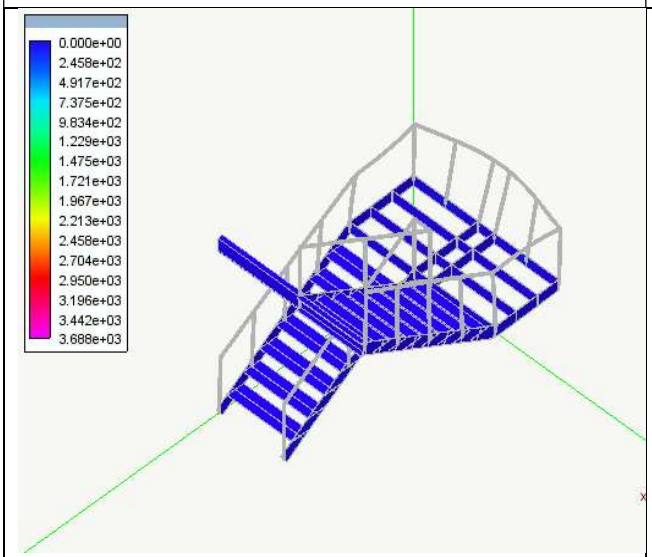


fig.168. Condizione Q-Affollamento 2

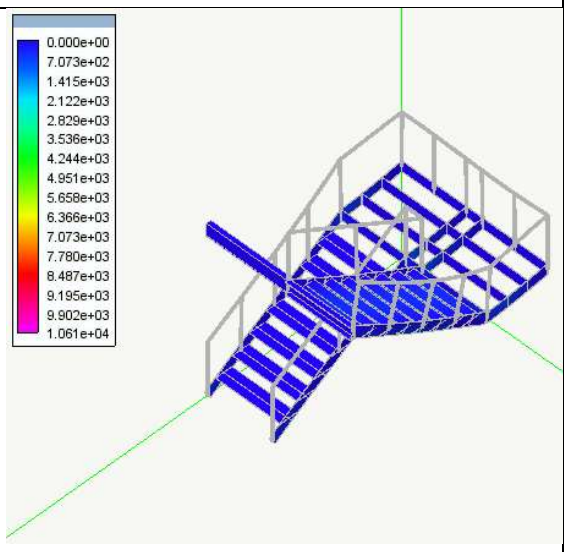


fig.169. Condizione Q-Affollamento 3

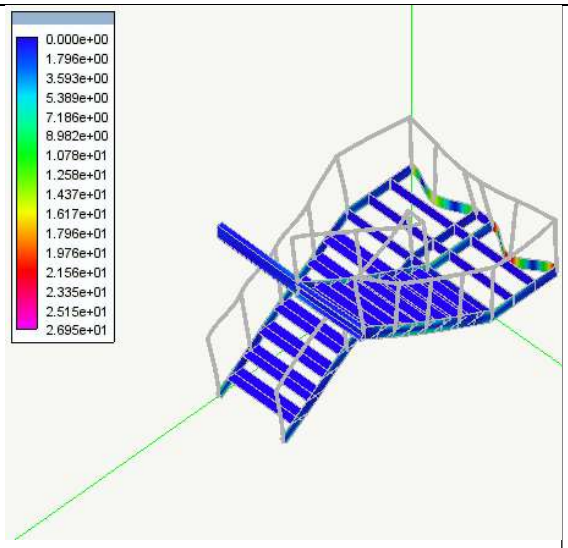


fig.170. Condizione Dinamica SLD-X

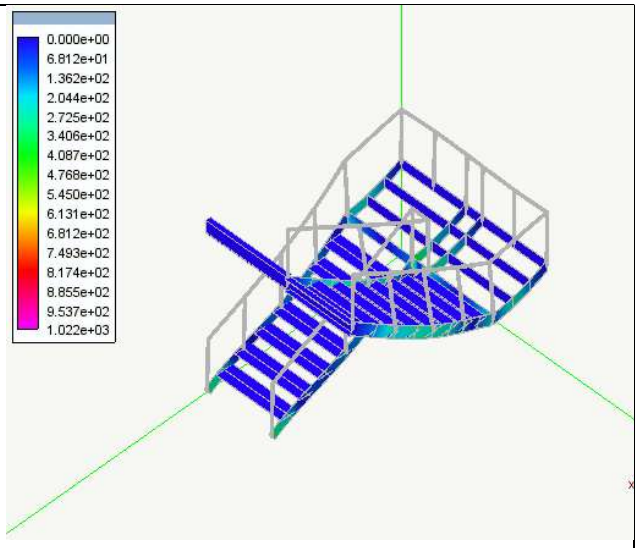


fig.171. Condizione Dinamica SLD-Y

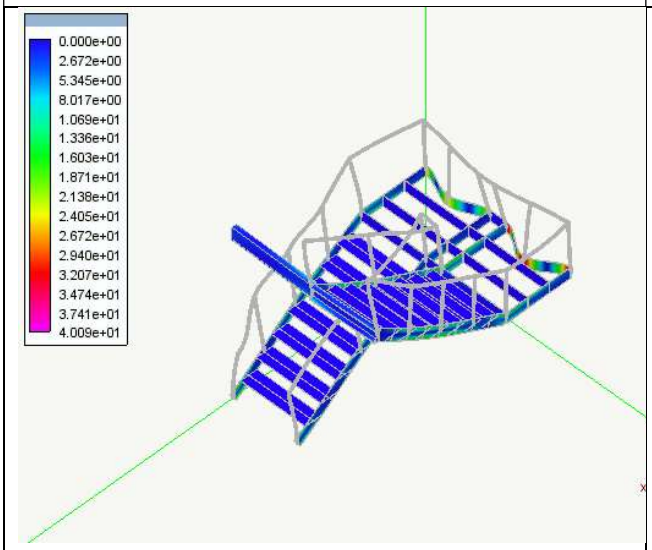


fig.172. Condizione Dinamica SLV-X

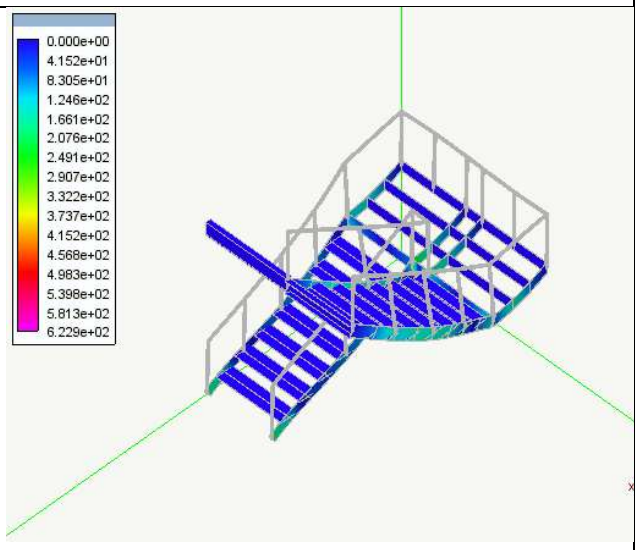


fig.173. Condizione Dinamica SLV-Y

- **Risultati dell'analisi modale**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L' analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano ***k*** e ***m*** rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k-\omega^2{}_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente ***k*** e ***m*** sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k\phi_n=\omega^2{}_n\, m\, \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di ***m***

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2{}_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 40.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	1.082	0.000	40.130
2	0.668	38.280	1.134
3	0.485	27.410	0.010
4	0.248	48.770	1.215
5	0.225	9.470	2.185
6	0.153	31.950	0.002
7	0.122	20.200	0.001
8	0.108	11.640	0.543
9	0.104	3.570	0.247
10	0.096	7.570	0.273
11	0.082	14.240	0.180
12	0.073	11.500	0.000
13	0.070	3.500	0.033
14	0.069	2.140	1.132
15	0.069	0.000	0.054
16	0.067	3.050	0.003
17	0.063	5.000	0.251
18	0.057	10.930	0.319

19	0.051	9.140	0.108
20	0.050	3.120	0.021
21	0.047	5.210	0.066
22	0.047	1.310	0.100
23	0.045	3.910	0.024
24	0.043	3.650	0.004
25	0.040	7.430	0.839
26	0.038	5.210	0.049
27	0.036	4.720	0.095
28	0.035	2.450	0.106
29	0.034	4.070	0.192
30	0.033	1.600	0.063
31	0.032	4.590	0.707
32	0.031	1.930	0.002
33	0.030	2.700	0.002
34	0.029	5.010	0.251
35	0.027	7.340	0.067
36	0.023	14.330	7.582
37	0.020	10.590	6.638

38	0.019	8.800	5.534
39	0.018	2.580	1.254
40	0.018	1.120	5.112

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.000% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.

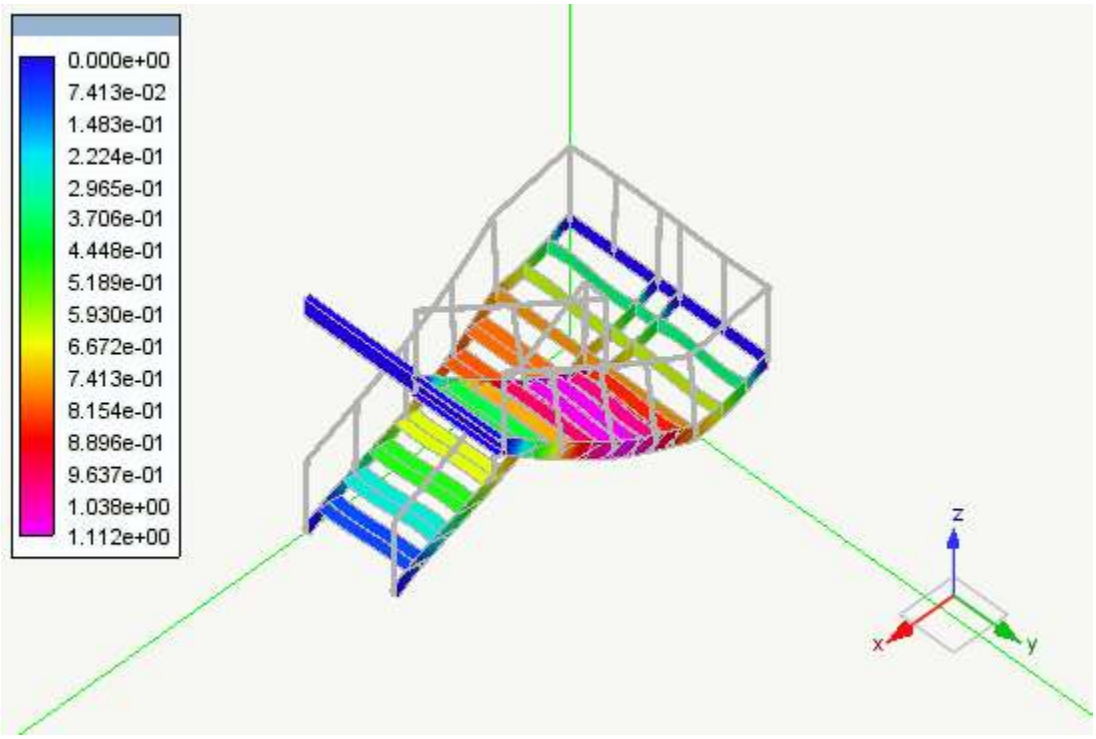


fig.174. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.0 avente massa eccitata pari a 0.40129623740843

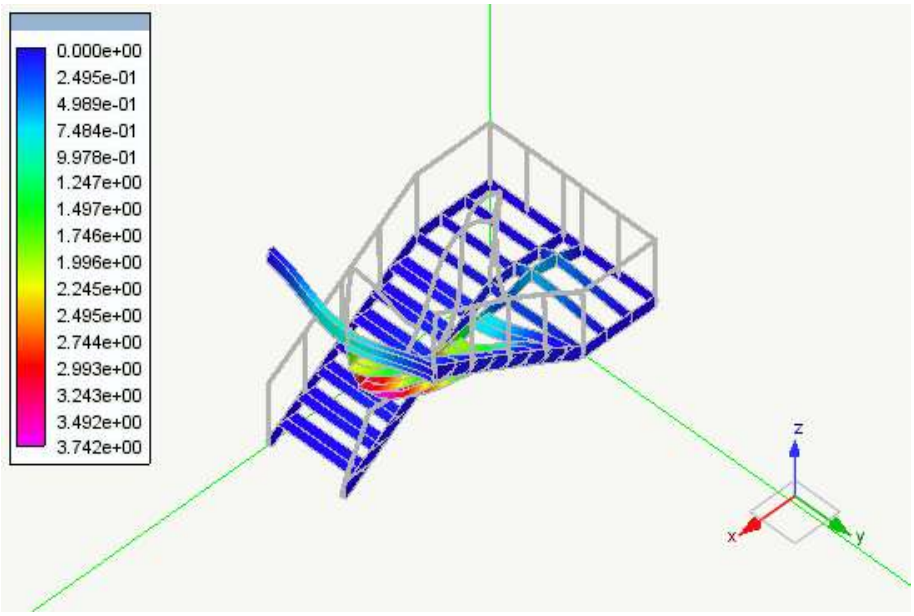


fig.175. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 36.0 avente massa eccitata pari a 0.075820122947251

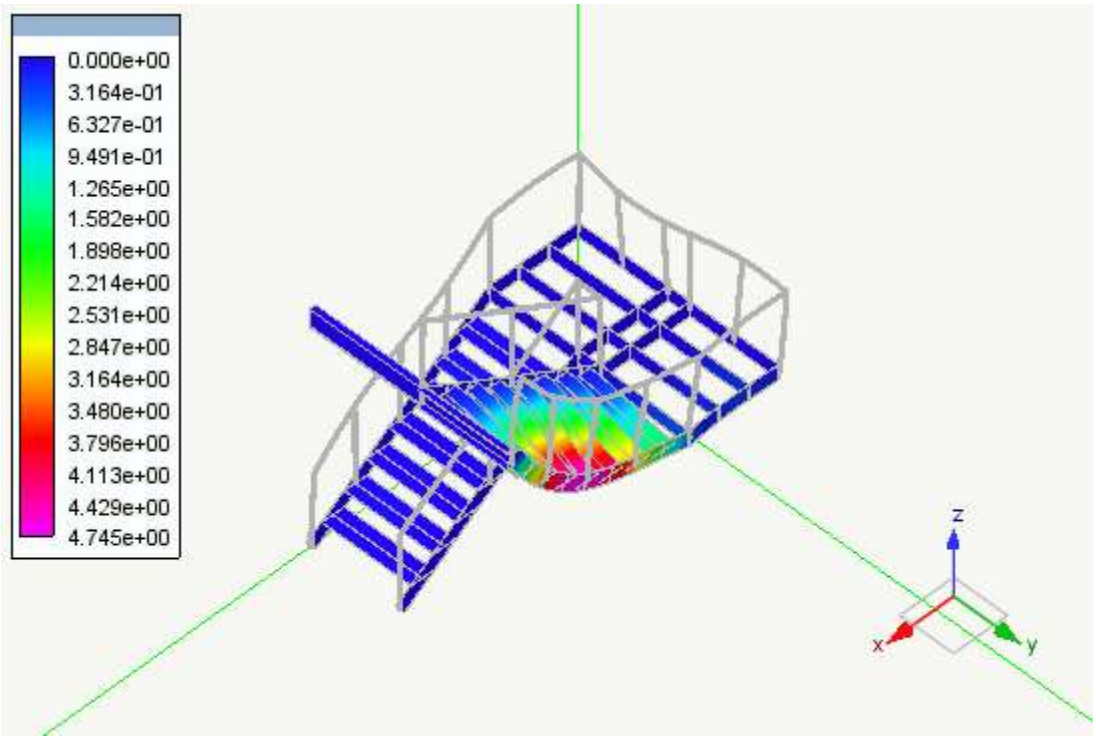


fig.176. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 37.0 avente massa eccitata pari a 0.066382570674628

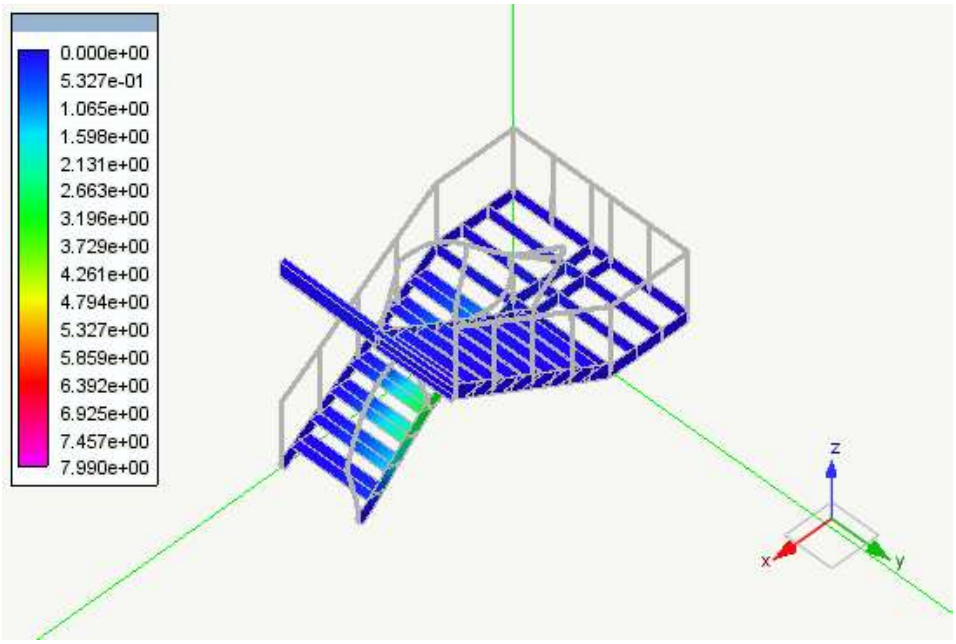


fig.177. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 38.0 avente massa eccitata pari a 0.055342124121204

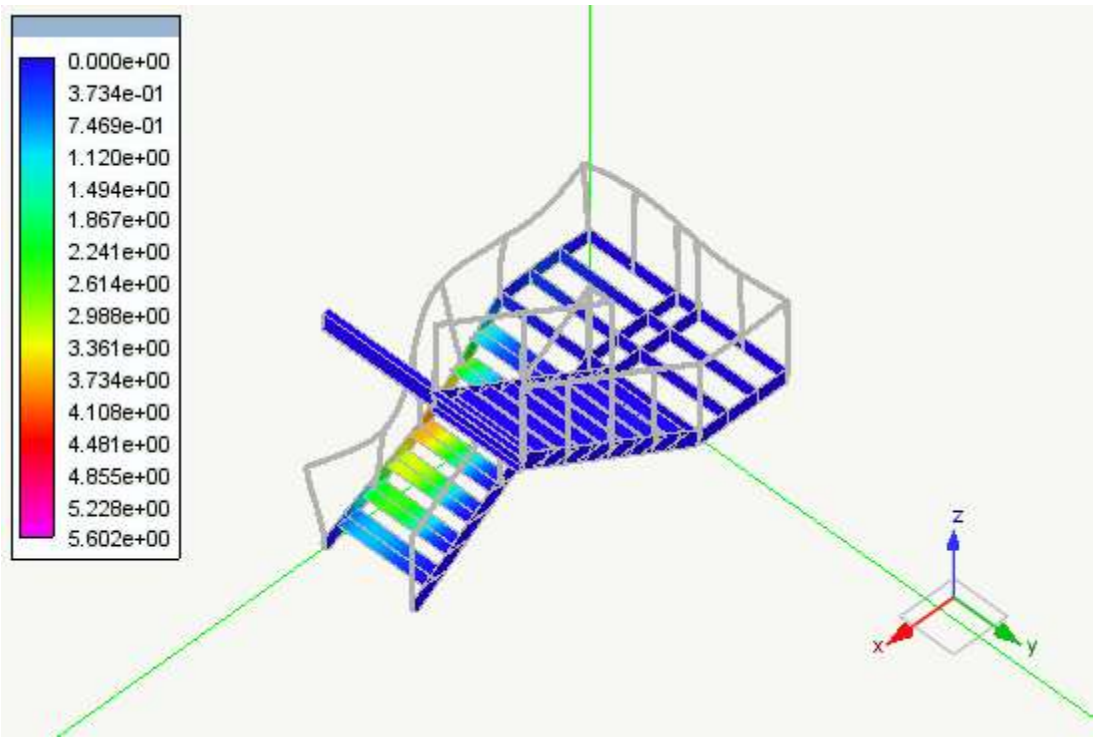


fig.178. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 40.0 avente massa eccitata pari a 0.051117636645902

- **Verifica struttura in carpenteria metallica**

Nei paragrafi che seguono, rimandando altresì ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, si riportano le schermate desunte dal software di calcolo per una speditiva visualizzazione dei risultati dell'analisi relative alla verifica della struttura in carpenteria metallica.

Verifiche allo SLE

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 formula 2.5.5 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.0033h (Stato Limite di operatività). (punto 7.3.6.2. DM17/01/2018)

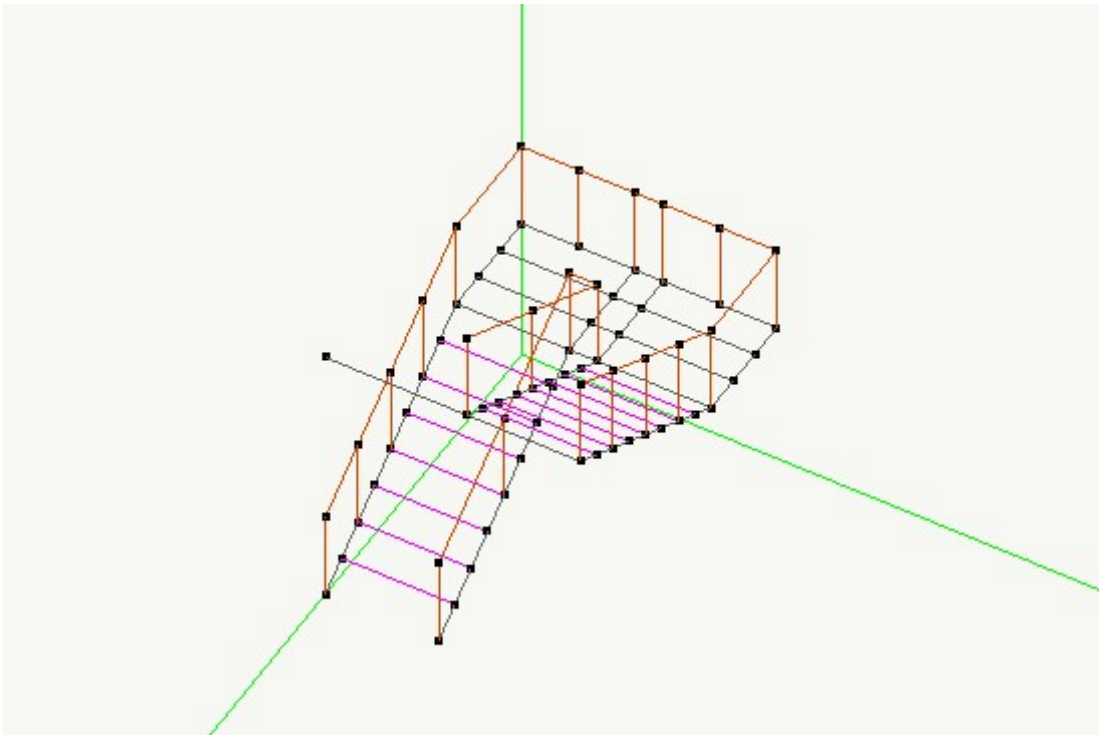


fig.179. Rappresentazione verifica SLE

Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di danno è risultato pari a 0.070 ed è stato ottenuto tra le quote 239.0 e 339.0, pertanto la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Verifiche allo SLU

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciao visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

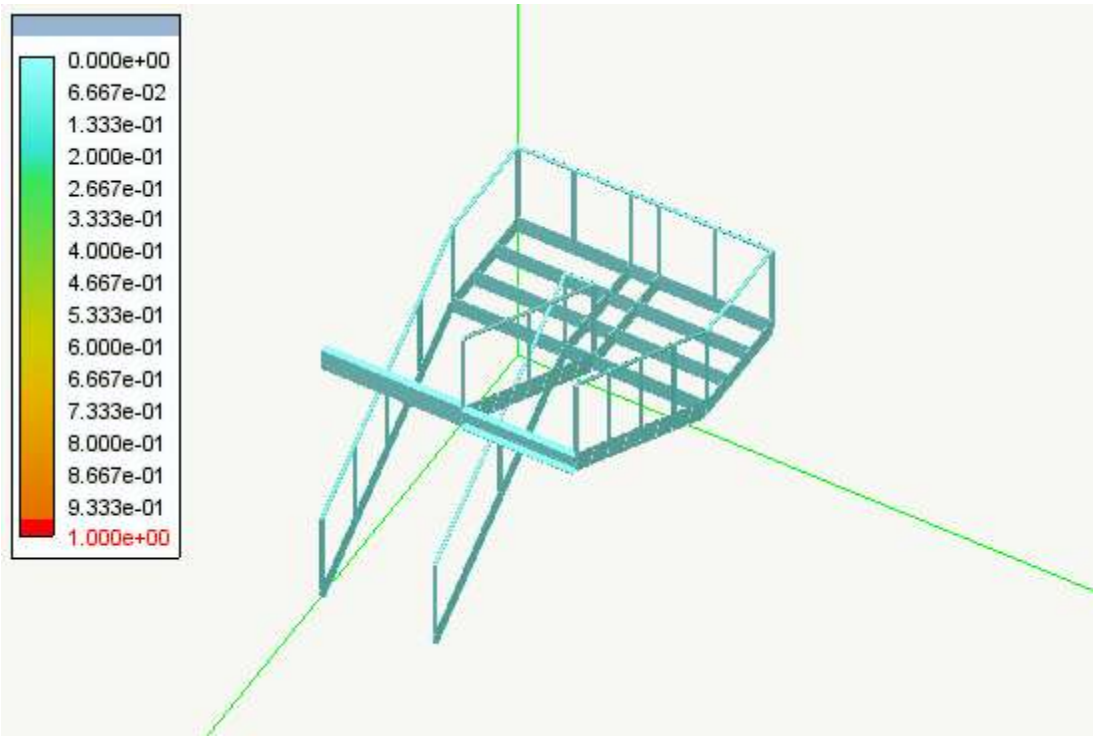


fig.180. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y

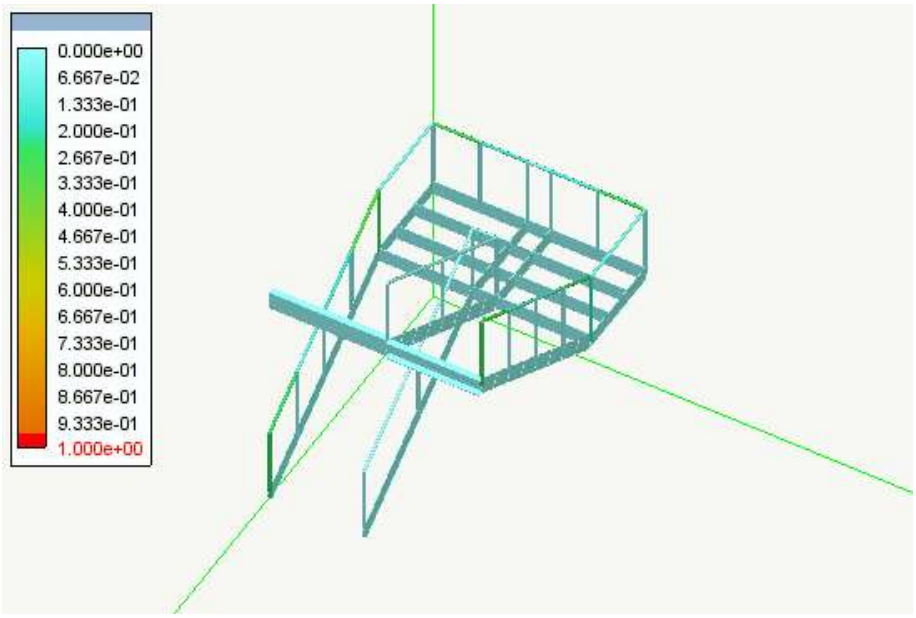


fig.181. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z

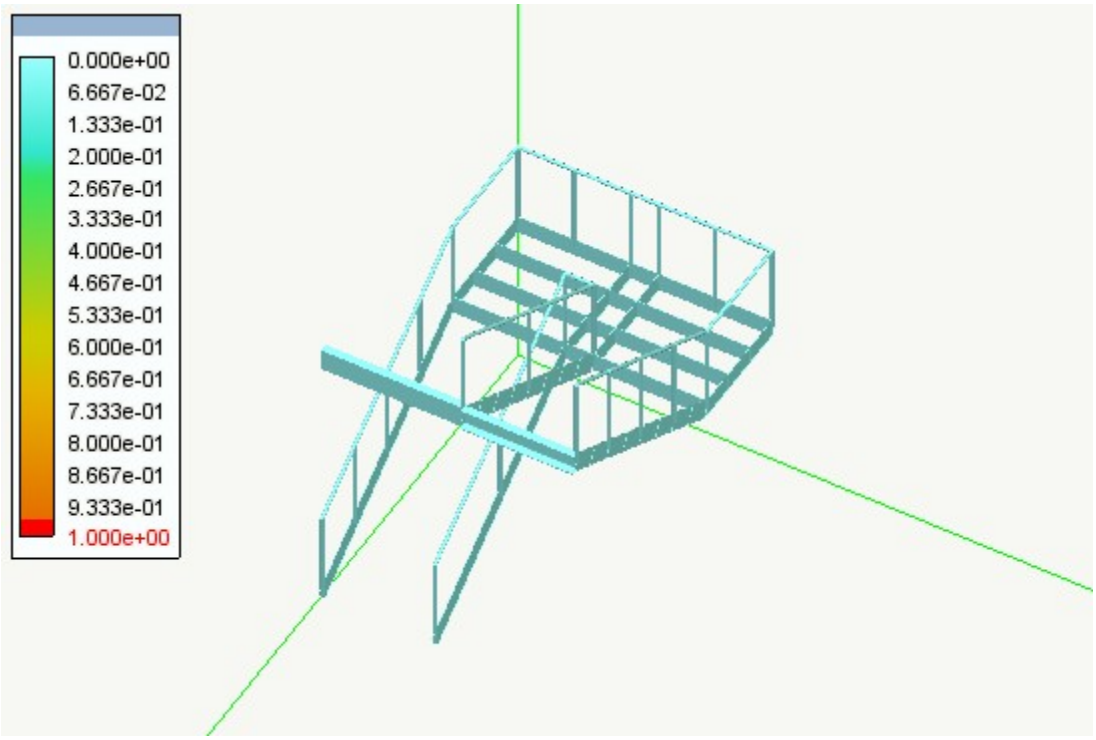


fig.182. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio

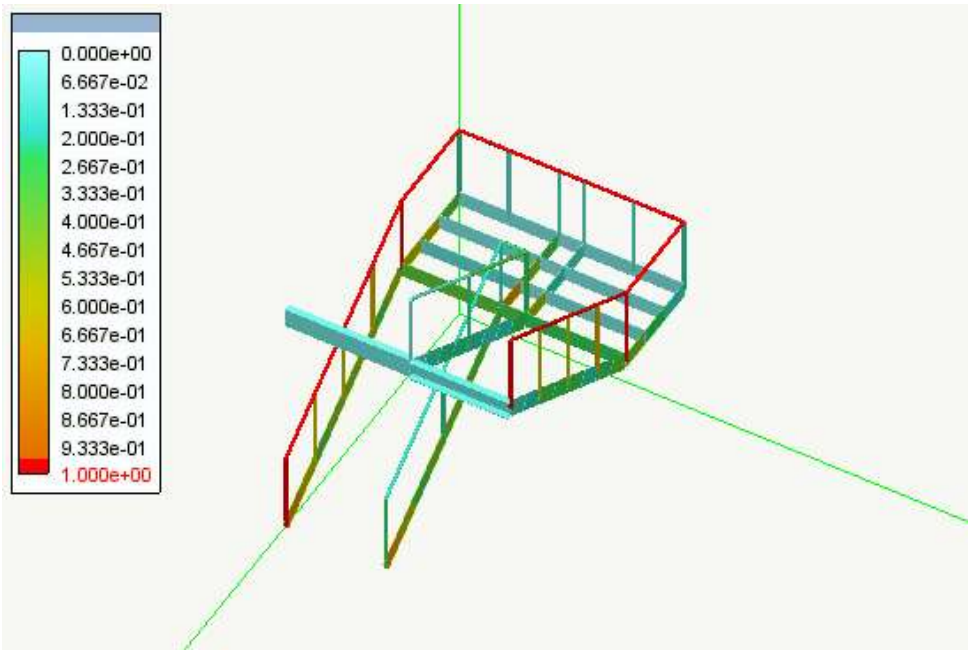


fig.183. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale

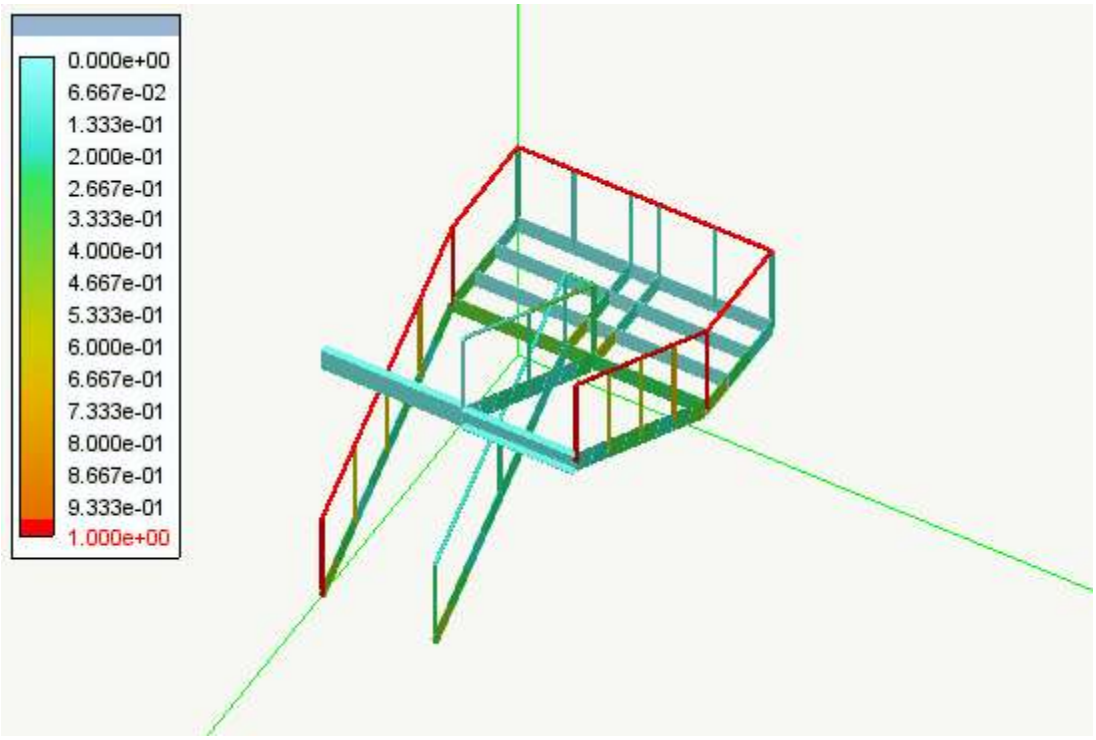


fig.184. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessisonale

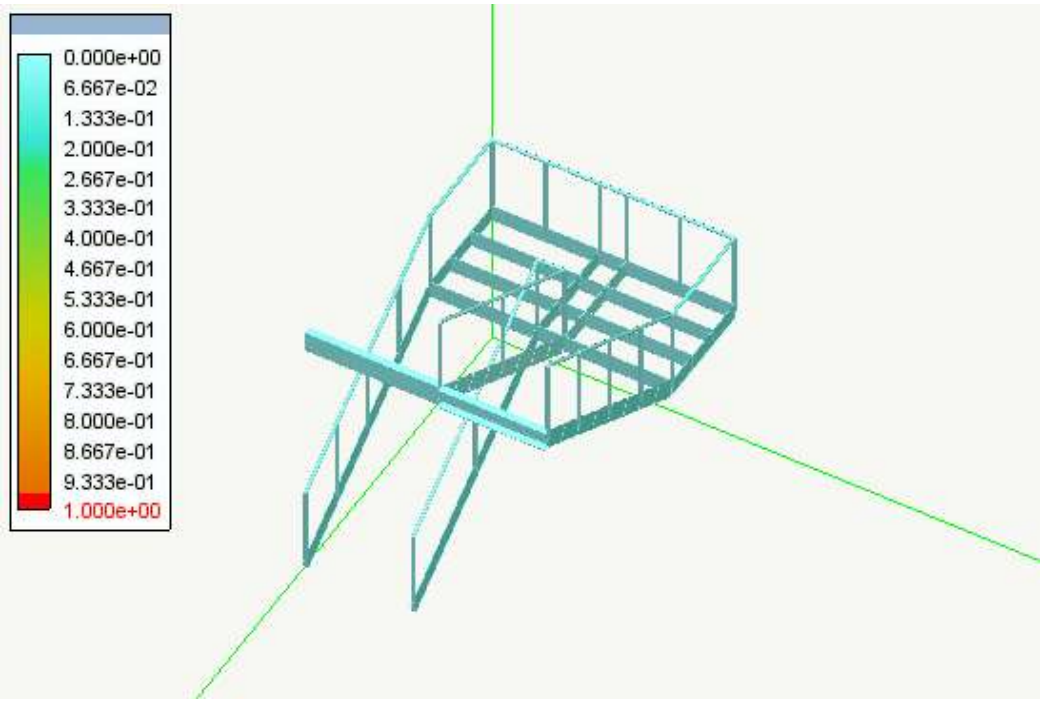


fig.185. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale

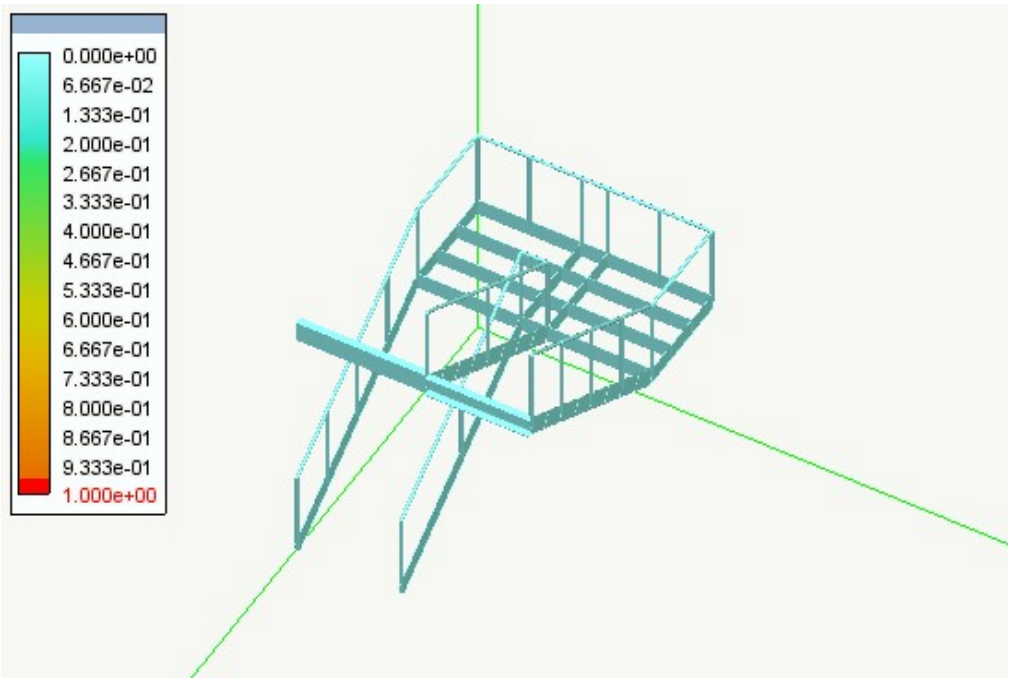


fig.186. Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico

Scala 4

- **Schemi strutturali posti alla base dei calcoli**

La modellazione della struttura è stata eseguita rispettando le disposizioni delle NTC2018. Per una maggiore chiarezza nei paragrafi successivi si riportano le schermate desunte dal programma di calcolo.

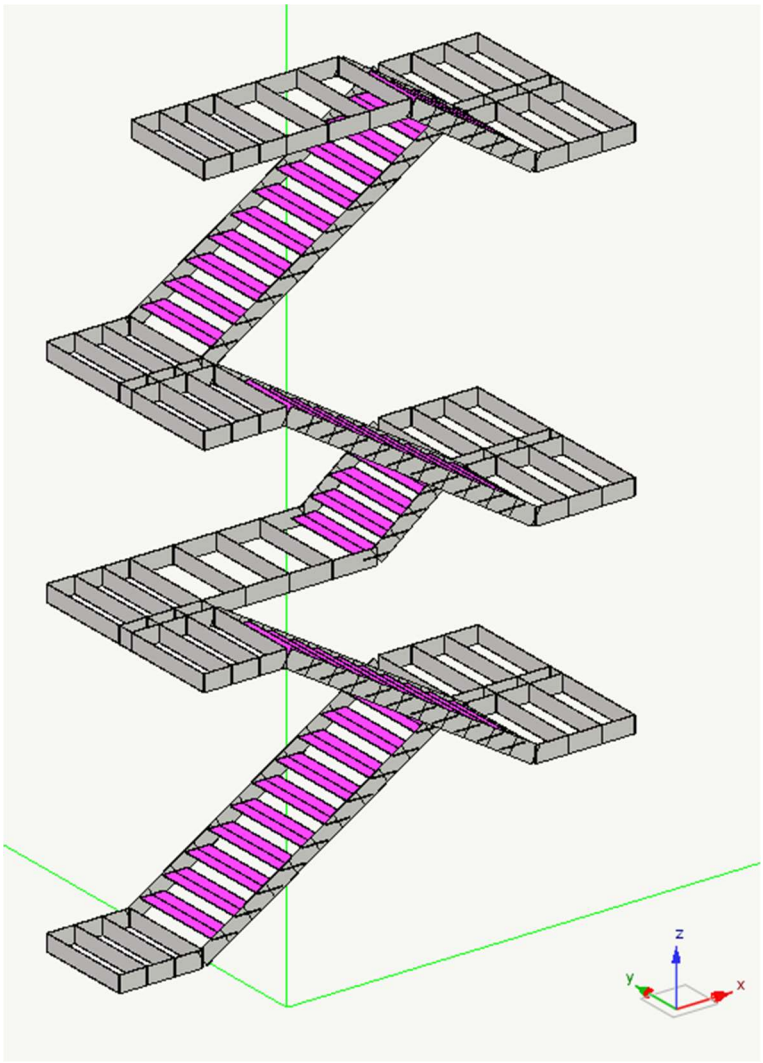


fig.187. Vista anteriore

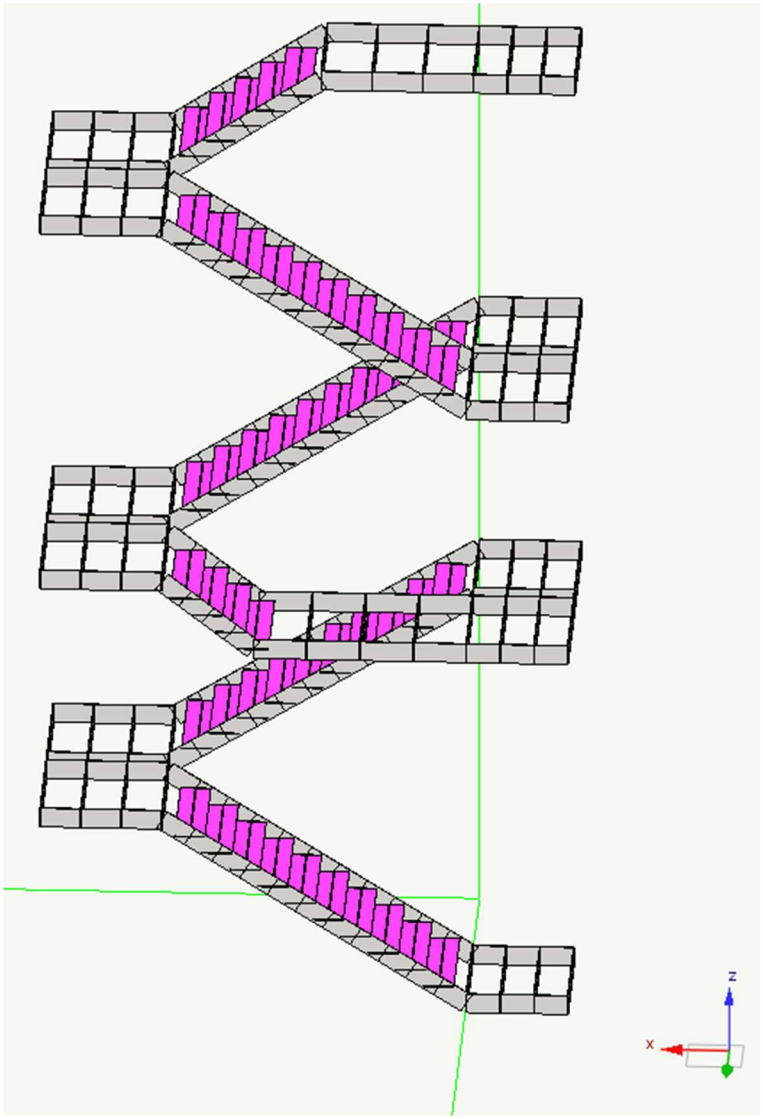


fig.188. Vista posteriore

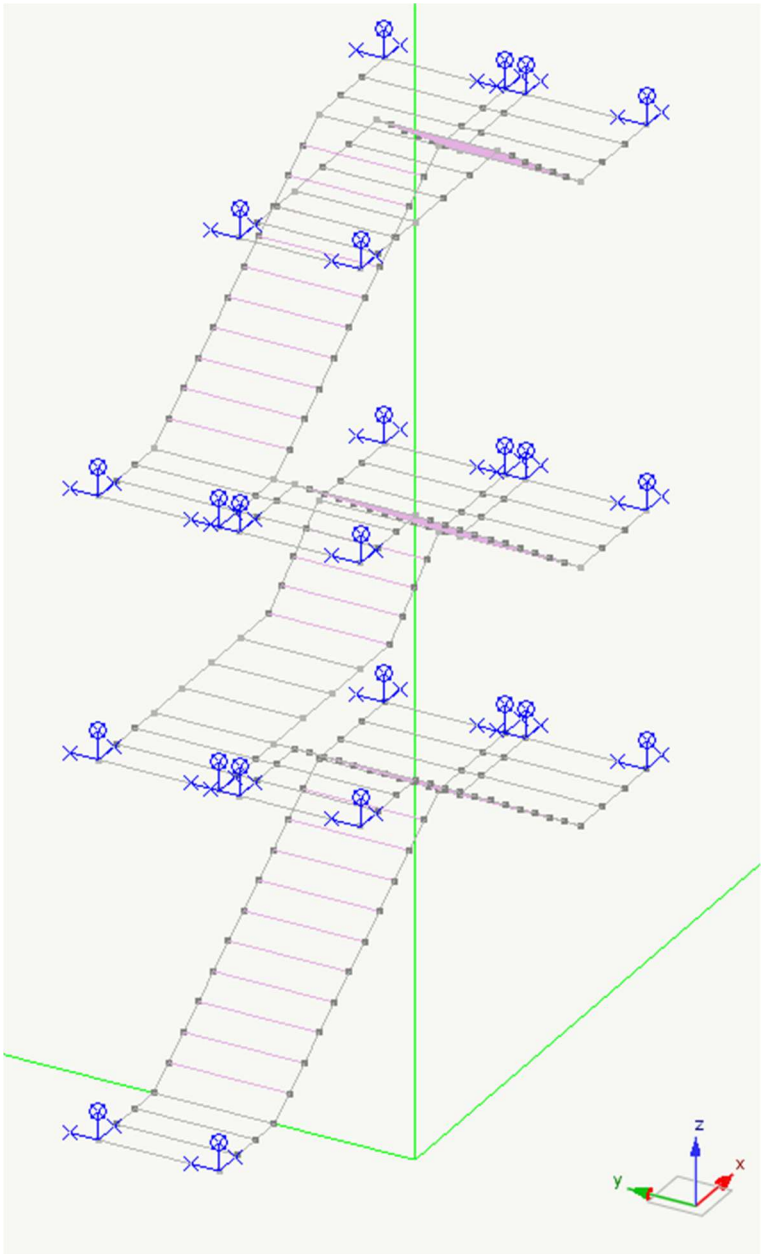


fig.189. Rappresentazione schema vincolare

- **Andamento delle deformate nelle varie condizioni di carico**

ANDAMENTO DELLE DEFORMATE NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO



fig.190. Deformata nella condizione G1



fig.191. Deformata nella condizione Q-affollamento 1

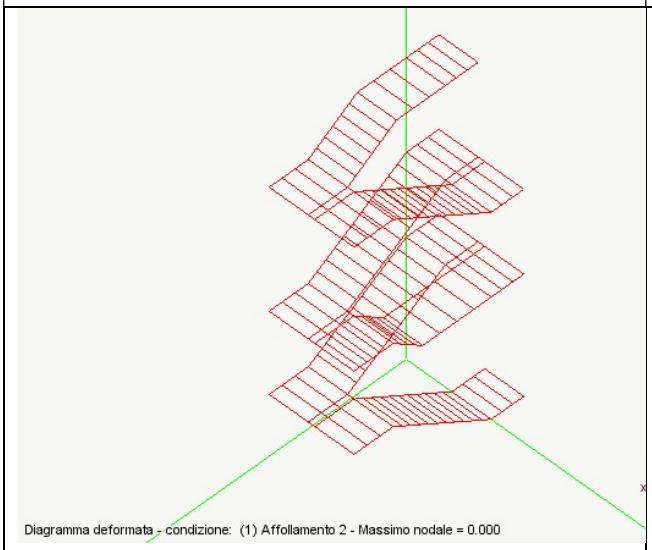


fig.192. Deformata nella condizione Q-Affollamento 2



fig.193. Deformata nella condizione Q-Affollamento 3



fig.194. Deformata nella condizione Dinamica SLD-X

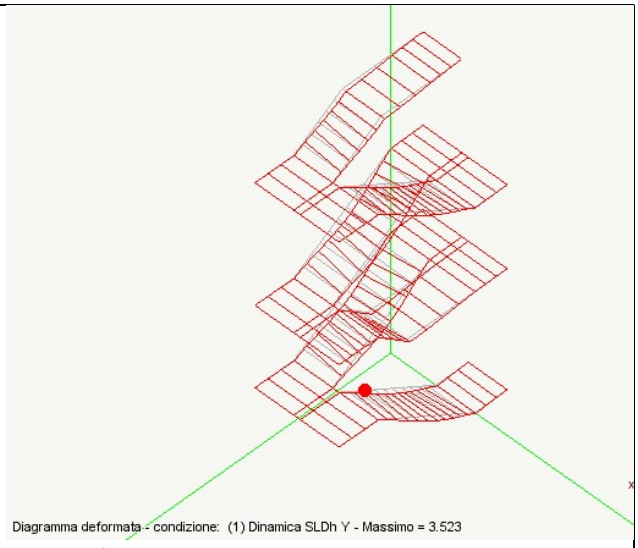


fig.195. Deformata nella condizione Dinamica SLD-Y

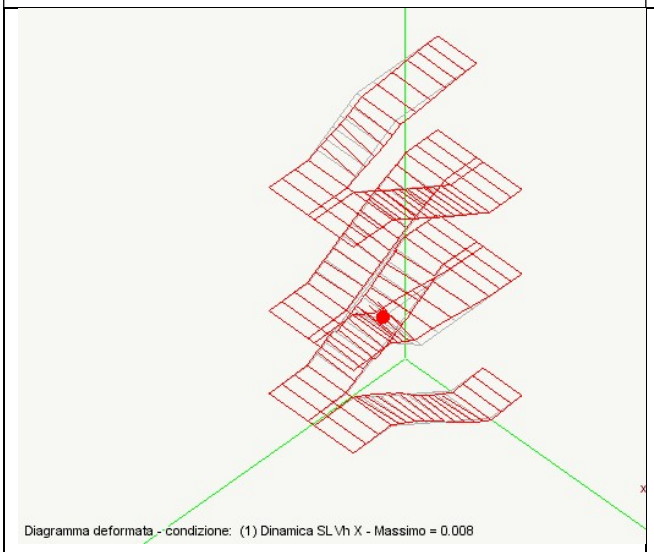


fig.196. Deformata Dinamica SLV-X

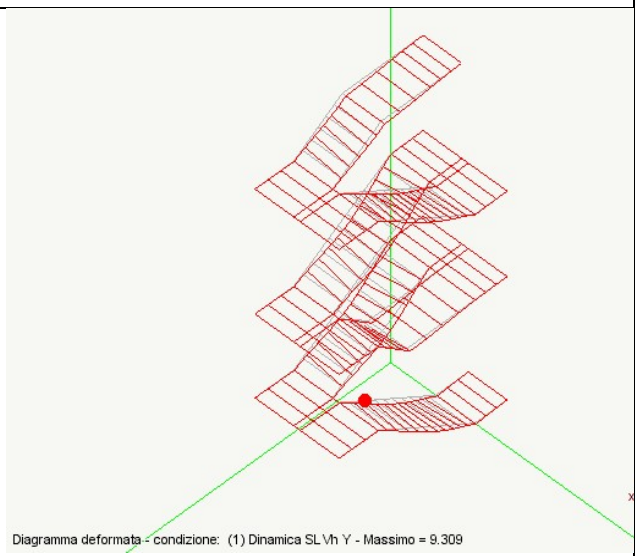


fig.197. Deformata nella condizione Dinamica SLV-Y

- **Diagrammi delle sollecitazioni**

fig.198. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

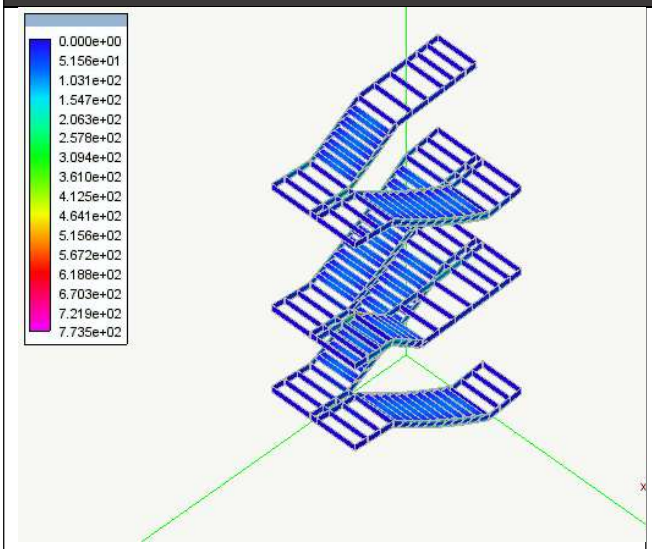


fig.199. Condizione G_1

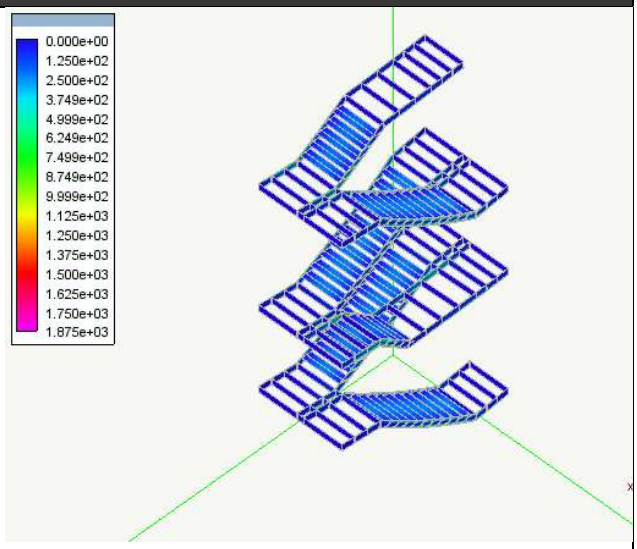


fig.200. Condizione Q-Affollamento 1

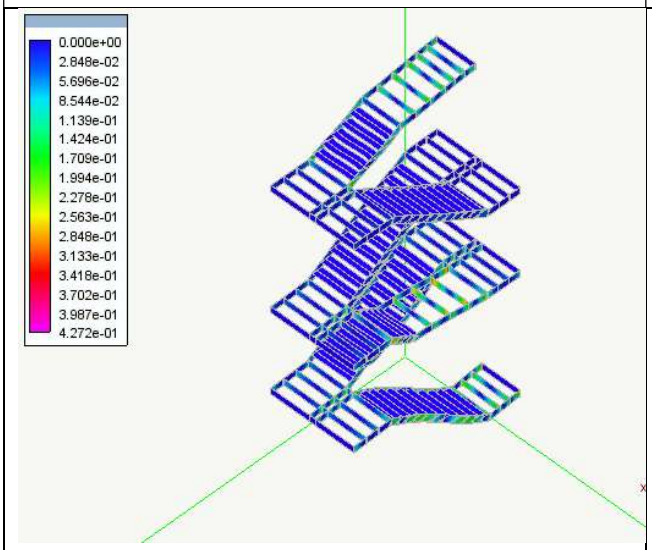


fig.201. Condizione Dinamica SLD-X

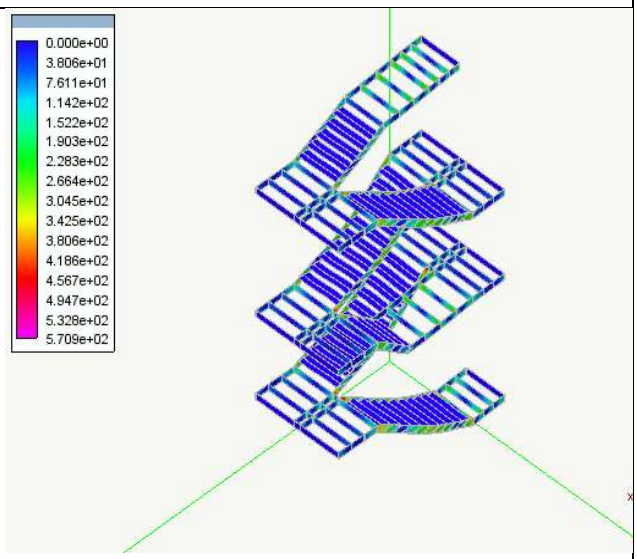


fig.202. Condizione Dinamica SLD-Y

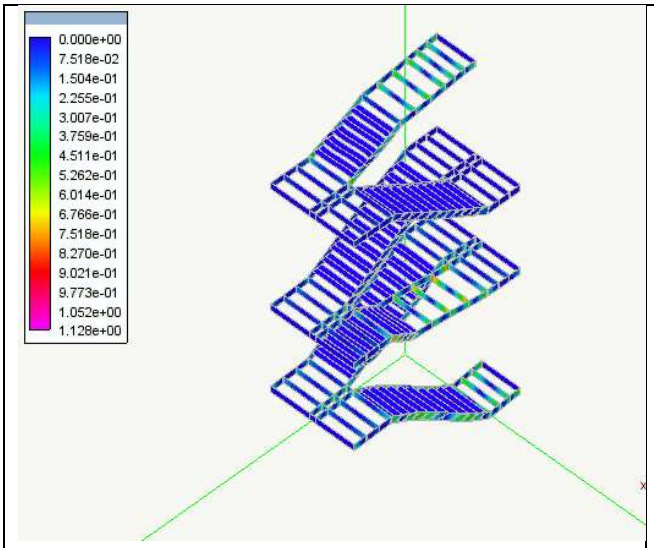


fig.203. Condizione Dinamica SLV-X

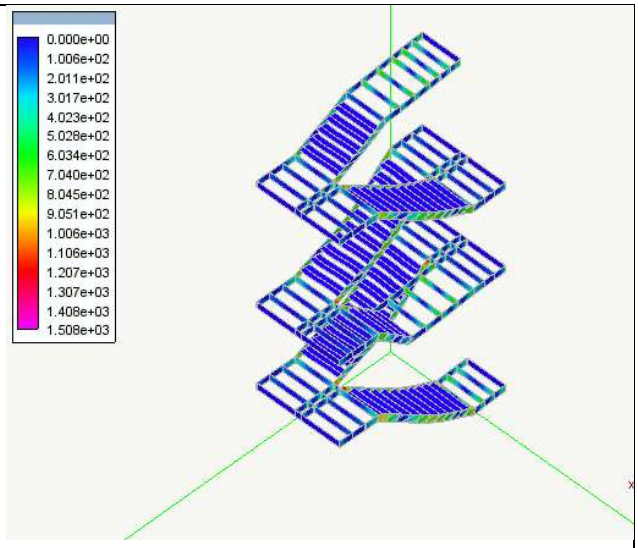


fig.204. Condizione Dinamica SLV-Y

- **Risultati dell'analisi modale**

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L' analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano ***k*** e ***m*** rispettivamente le matrici di rigidezza e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[k-\omega^2{}_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente ***k*** e ***m*** sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$k\phi_n=\omega^2{}_n\, m\, \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di ***m***

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2{}_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 20.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.974	0.000	7.800
2	0.905	7.170	11.732
3	0.873	3.520	2.080
4	0.870	0.280	0.673
5	0.645	25.900	4.402
6	0.538	16.580	3.667
7	0.411	23.630	0.017
8	0.369	10.200	0.048
9	0.345	6.390	0.000
10	0.338	2.170	0.419
11	0.281	16.730	1.173
12	0.259	7.810	0.481
13	0.246	5.280	5.564
14	0.224	8.690	4.686
15	0.212	5.420	0.805
16	0.196	7.380	0.026
17	0.184	6.430	0.047
18	0.164	10.680	0.114

19	0.157	4.640	0.029
20	0.146	6.860	0.002

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.280% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.

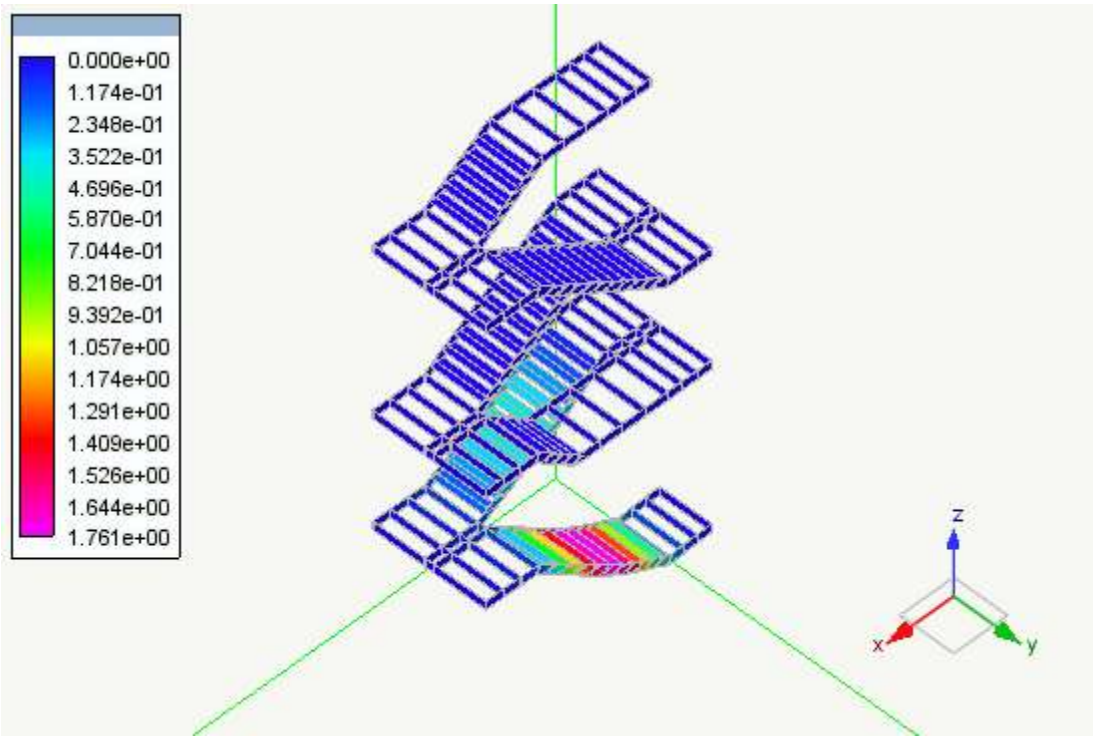


fig.205. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.0 avente massa eccitata pari a 0.077995952108622

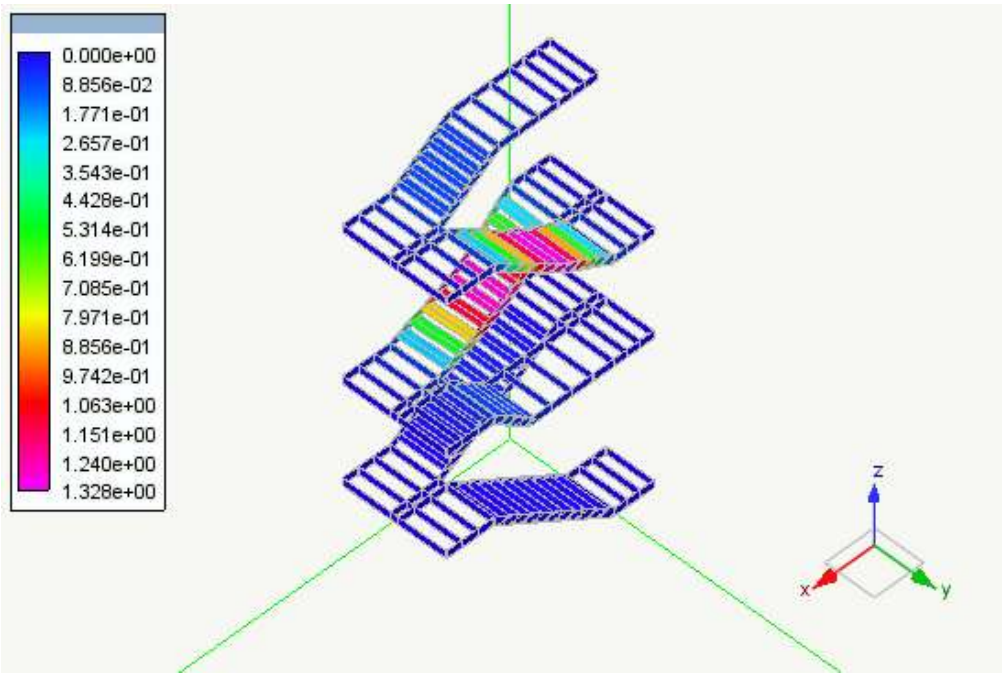


fig.206. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.0 avente massa eccitata pari a 0.11732024108901

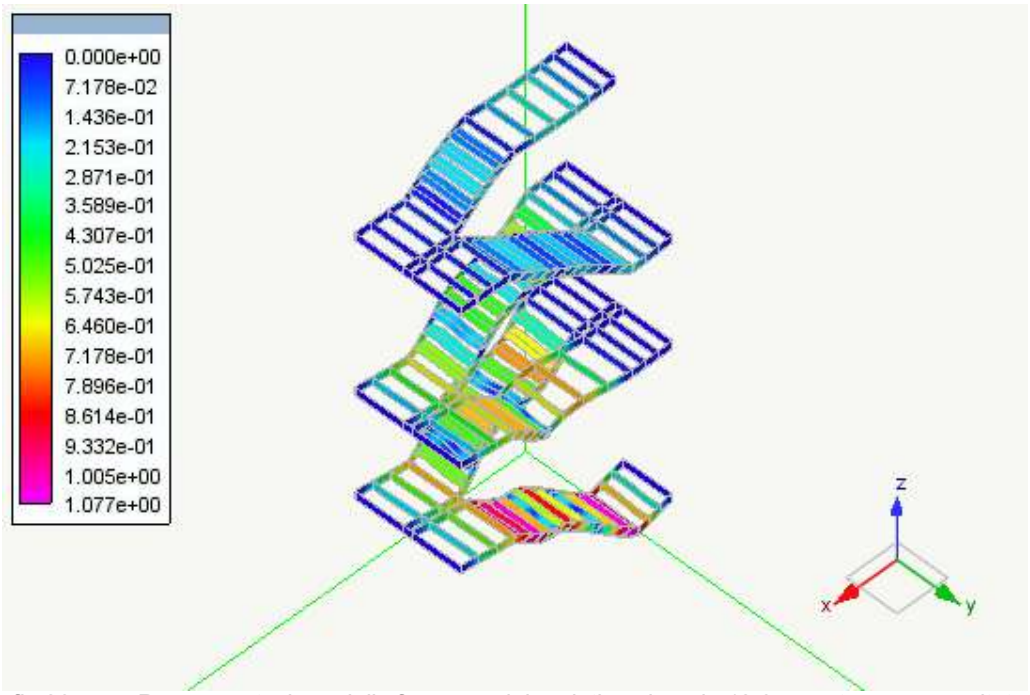


fig.207. Rappresentazione della forma modale relativa al modo 13.0 avente massa eccitata pari a 0.05563642677187

- **Verifica struttura in carpenteria metallica**

Nei paragrafi che seguono, rimandando altresì ai tabulati di calcolo allegati alla presente relazione, si riportano le schermate desunte dal software di calcolo per una speditiva visualizzazione dei risultati dell'analisi relative alla verifica della struttura in carpenteria metallica.

Verifiche allo SLE

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 17/01/2018 formula 2.5.5 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.0033h (Stato Limite di operatività). (punto 7.3.6.2. DM17/01/2018)

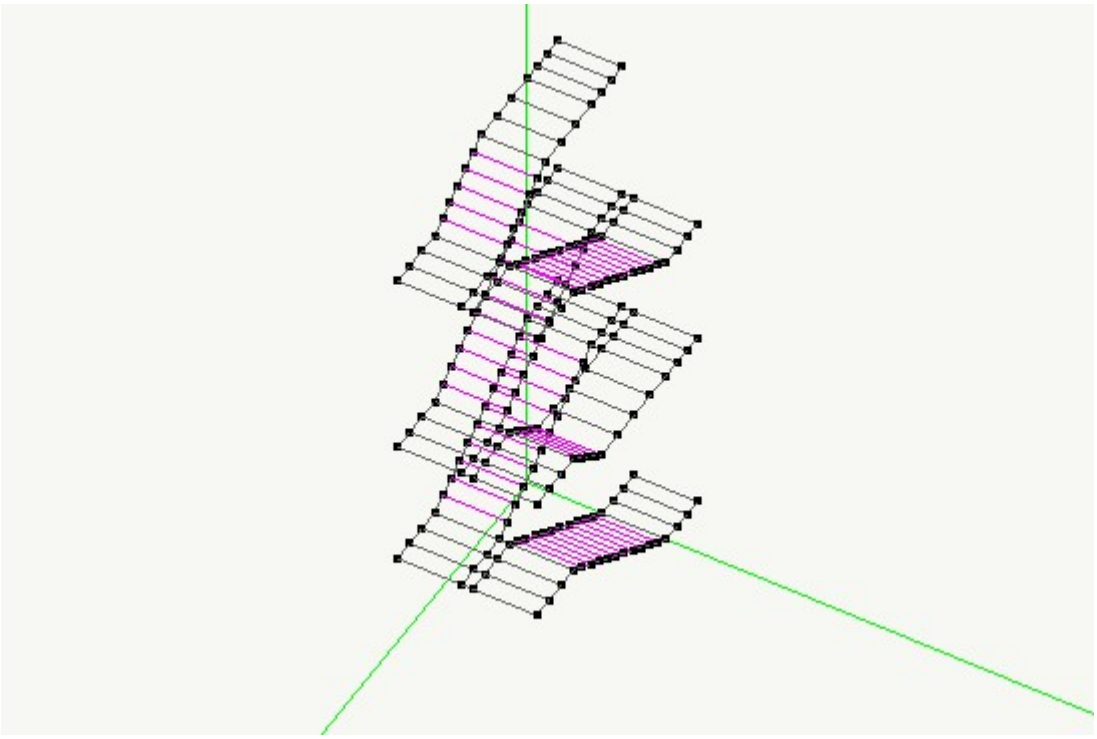


fig.208. Rappresentazione verifica SLE

Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di danno è risultato pari a 0.070 ed è stato ottenuto tra le quote 239.0 e 339.0, pertanto la verifica risulta **SODDISFATTA**.

Verifiche allo SLU

Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciaio visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

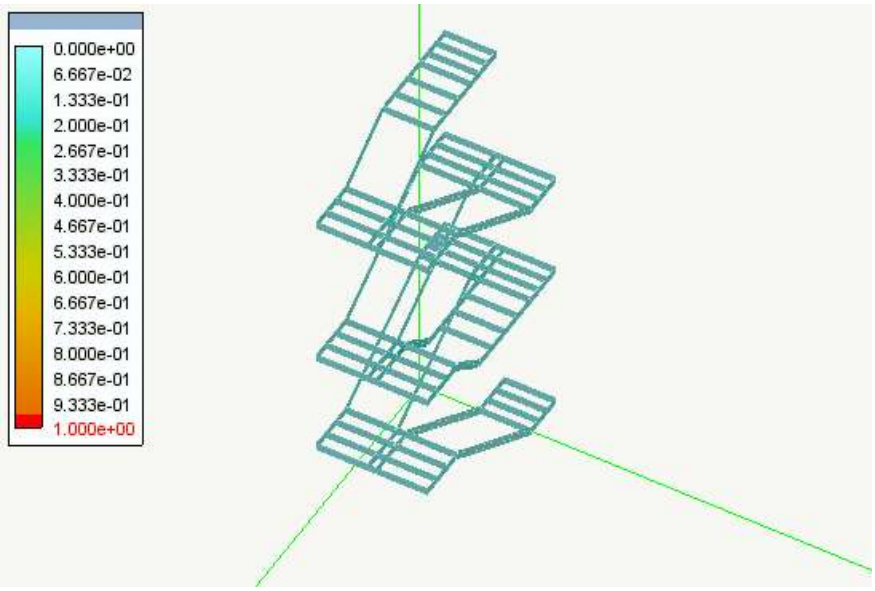


fig.209. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y

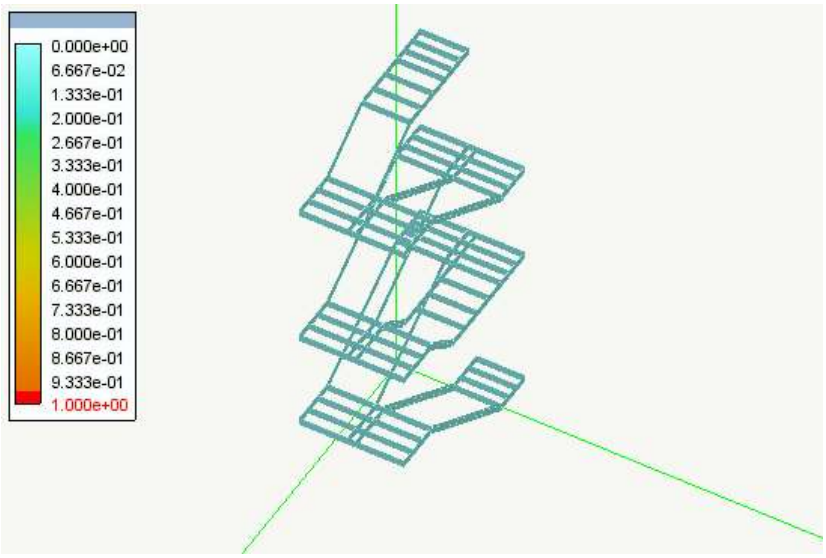


fig.210. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z

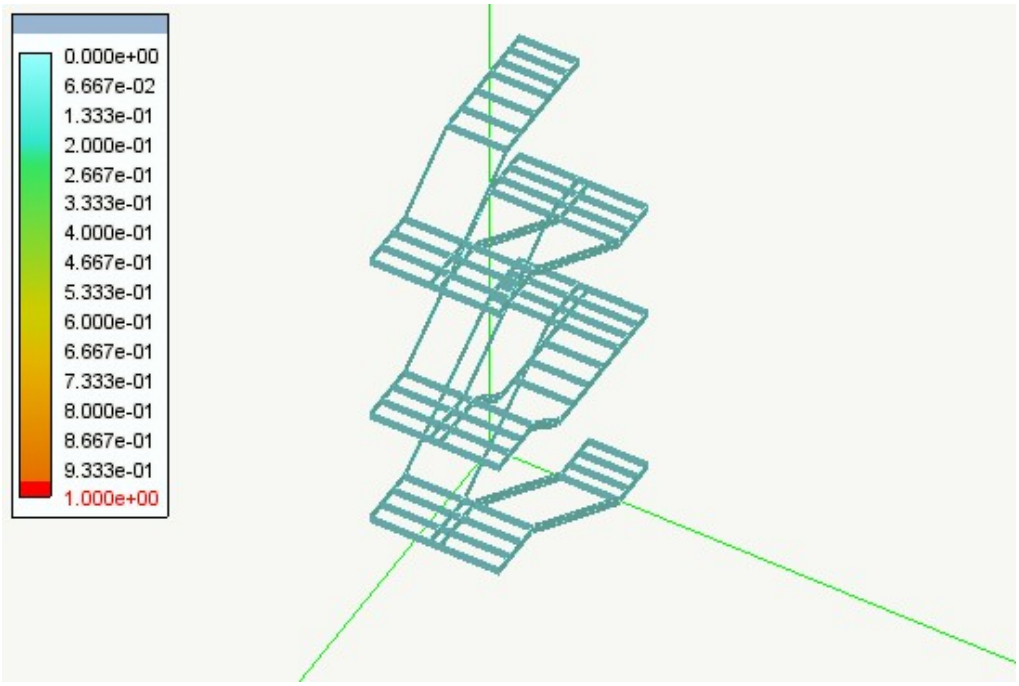


fig.211. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio

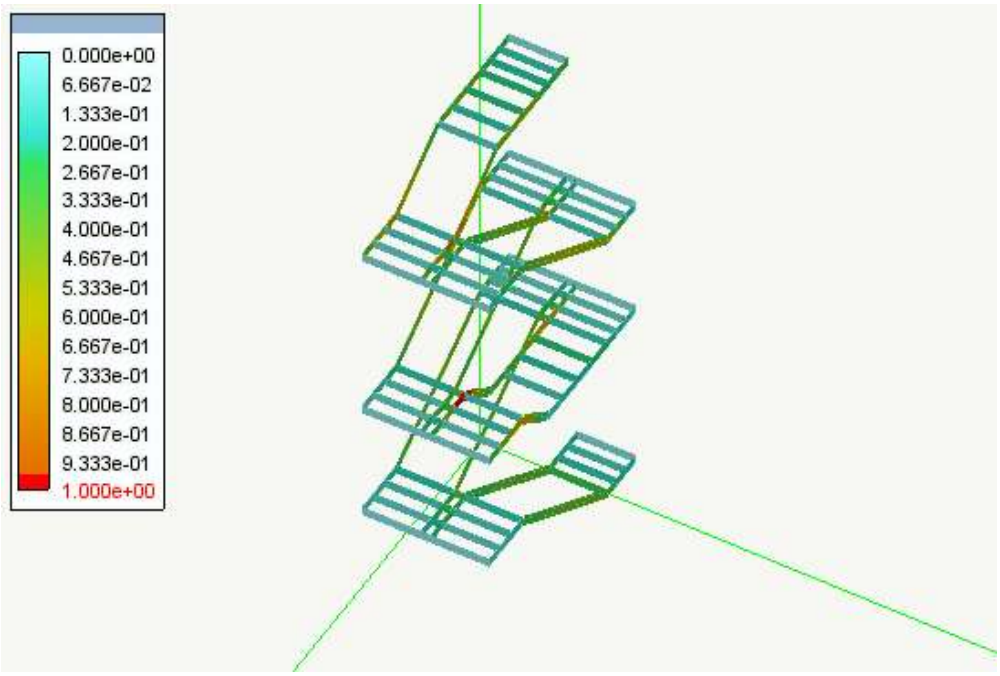


fig.212. Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale

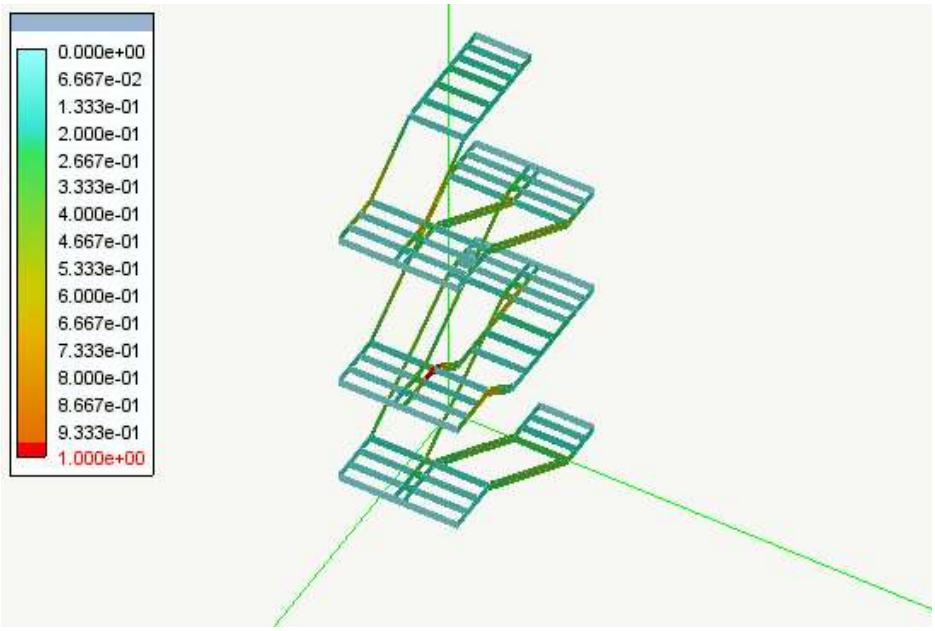


fig.213. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessisonale

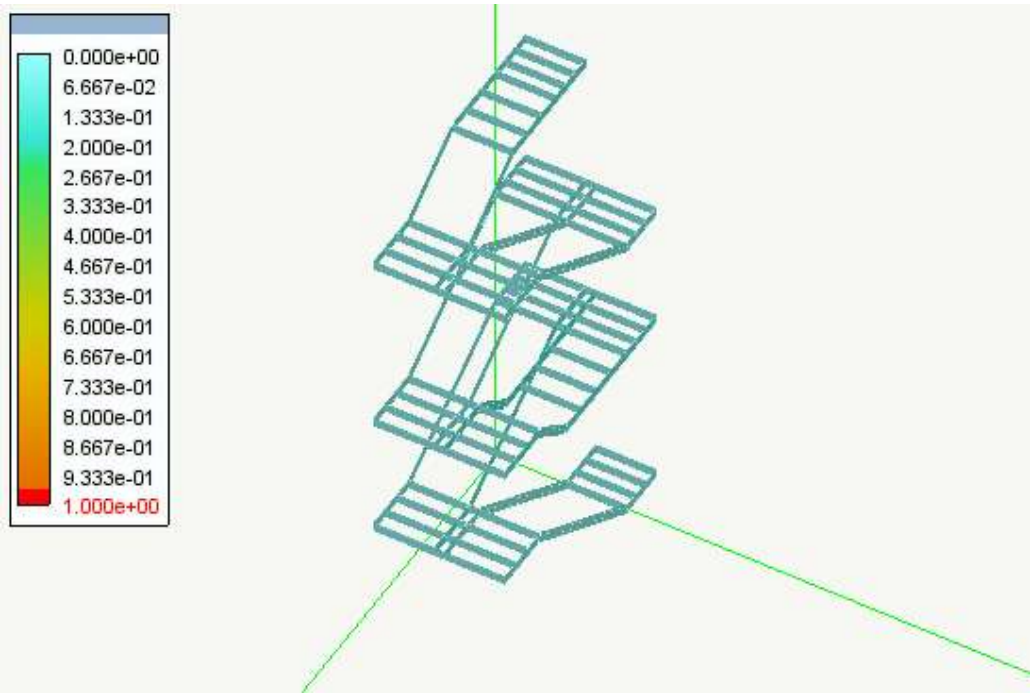


fig.214. Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale

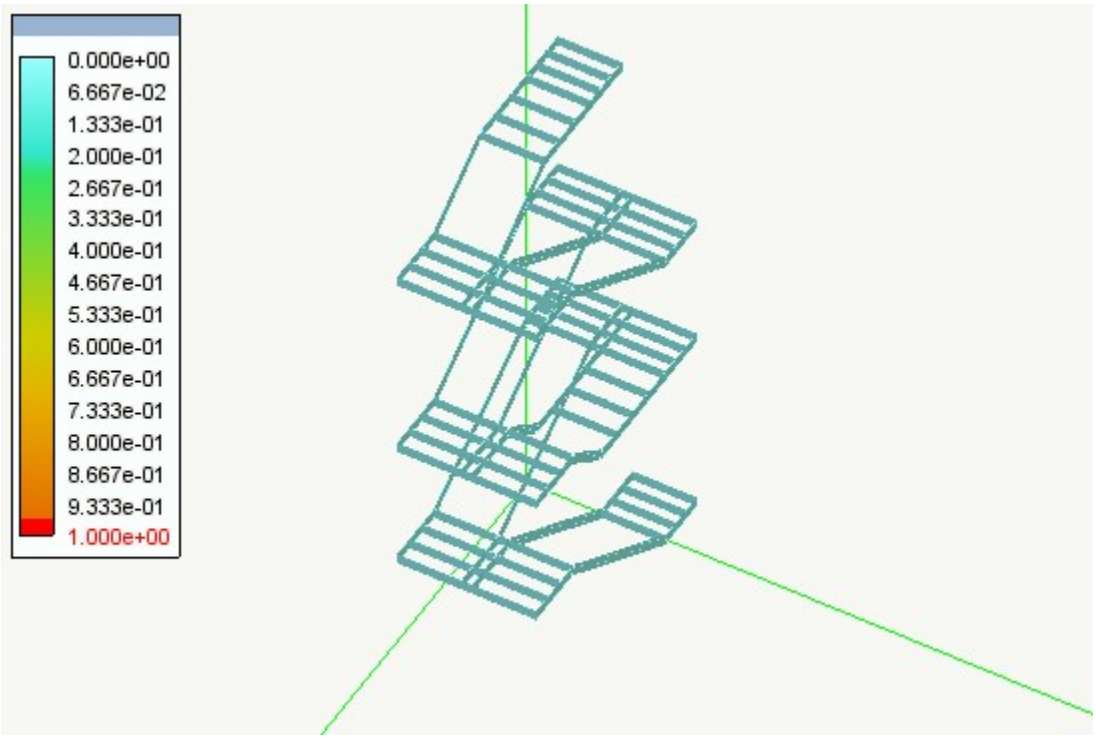


fig.215. Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico

Valutazione dei risultati – Influenza interventi di progetto su strutture esistenti

Nel presente paragrafo si eseguono delle valutazioni di massima dell'influenza che gli interventi di progetto hanno sulle strutture esistenti. Più nello specifico, gli interventi di maggiore interesse riguardano:

- Rifacimento solaio blocco B.2
- Nuove scale in carpenteria metallica.

Rifacimento solaio blocco B2

Relativamente al solaio in esame, si rileva che, sotto il profilo **sismico**, nella configurazione allo stato di fatto è già presente una soletta in calcestruzzo armato di adeguato spessore, tale da poter considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel piano. Pertanto, l'intervento progettuale non determina alcuna modifica significativa nel comportamento sismico dell'impalcato sotto questo aspetto.

Da un punto di vista **statico**, invece, si procede alla valutazione dell'influenza del carico dovuto al solaio sulla muratura.

Dal calcolo condotto mediante il software TECNARIA si determina:

V_{Ed} = 34,3 kN

Per il solaio in questione (costituito da elementi HEA 260 a interasse 0,85 m) si prevede la realizzazione di un cordolo perimetrale in acciaio costituito da un profilo UPN 200.

Quindi si considera una lunghezza di "scarico" sulla muratura pari all'interasse delle travi e come base si considera la lunghezza del lato corto del profilo UPN200 pari a 75 mm.

Per cui si ricava la sollecitazione agente sulla muratura.

Per la verifica della muratura si è fatto riferimento al par.4.5.6.4 delle NTC 2018 secondo cui si può ritenere soddisfatta la verifica se:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dove:

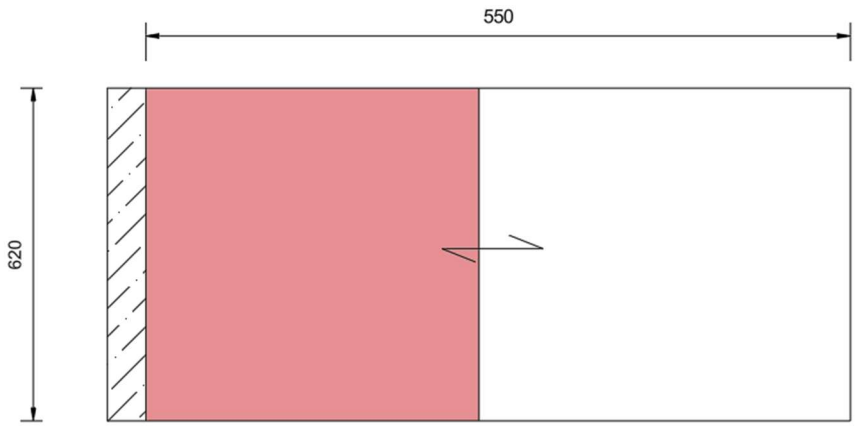
- N_{Ed}= 34300 N
- A area di impronta

Dai calcoli condotti si ottiene:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} = 0{,}83\ MPa \leq \frac{f_k}{\gamma_M}\ 0{,}86\ MPa$$

Nuove scale in carpenteria metallica

Per la valutazione si è considerata la condizione più gravosa rappresentata dallo schema successivo:



Schema di calcolo

Dalle analisi condotte si è determinata la sollecitazione agente:

N_{Ed} = 78300 N

Per la verifica della muratura si è fatto riferimento al par.4.5.6.4 delle NTC 2018 secondo cui si può ritenere soddisfatta la verifica se:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Dove:

- A area di impronta

Dai calcoli condotti si ottiene:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{0.65 \cdot A} = 0{,}23\ MPa \leq \frac{f_k}{\gamma_M}\ 0{,}86\ MPa$$

Omissione verifica geotecnica e fondazioni

Le NTC 2018 al §8.3 definiscono che "la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- Nella costruzione siano importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- Siano possibili fenomendi di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione;
- Sino possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovute alle azioni sismiche di progetto"

Le analisi effettuate sul fabbricato hanno scongiurato le condizioni elencate dalla normativa suddetta; inoltre, gli interventi di progetto discussi nei paragrafi successivi, non comportando modifiche di peso o di rigidezza del fabbricato, non si ritiene che possano generare fenomeni di instabilità globale, pertanto **si omette la verifica geotecnica e sulle fondazioni.**

Conclusioni

Le deformazioni e le tensioni risultanti dai calcoli attendono le verifiche agli stati limite, e sono conformi alla qualità dei materiali prescritti. Le ipotesi ed i risultati dei calcoli risultano conformi alle vigenti normative (D. M. 17.01.2018).

Napoli, 04.06.2025

Il progettista