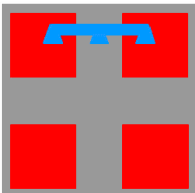




COMUNE DI STRESA



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DEL V.C.O.

## ADEGUAMENTO ALLA NORMATIVA SULLA PREVENZIONE DEL RISCHIO SISMICO

ISTITUTO COMPRENSIVO STATALE "CLEMENTE REBORA"  
VIA A. FOGAZZARO, STRESA (VB)

CUP G67G22000040006

Committenza:

# COMUNE DI STRESA

Progetto:

# FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Elaborato:

## PROGETTO STRUTTURALE

## Relazione di calcolo - Verifica di vulnerabilità sismica

File name:-

Progetto Architettonico:

FALCIOLA ARCH. GIOVANNA  
FALCIOLA ING. FRANCO  
via Bonomelli, 16 - 28845 Domodossola (VB)

Progetto Strutturale e

Coordinamento Sicurezza:

ALMA Ingegneria S.r.l.  
Piazza Ercole Marelli, 30 - 27100 Pavia (PV)

Progetto Impianti Meccanici  
ed Elettrici:

DIGIERRE3  
Via Pastrengo, 9E - 24068 Seriate (BG)

Visti:

Tavola n°:

# RS-01

Data: MARZO 2024

Agg:

Committenza:

Comune di Stresa  
Piazza Giacomo Matteotti, 6  
28838 Stresa (VB)

## INDICE

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 1      | INTRODUZIONE .....   | 3  |
| 2      | ILLUSTRAZIONE DEL PROGETTO STRUTTURALE.....  | 4  |
| 2.1    | DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEL CONTESTO.....   | 4  |
| 2.2    | DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....  | 4  |
| 2.3    | RIFERIMENTI NORMATIVI .....  | 9  |
| 2.4    | DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....   | 10 |
| 2.5    | MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI.....   | 11 |
| 2.5.1  | STRUTTURE IN CALCESTRUZZO .....  | 11 |
| 2.6    | LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA .....                                      | 13 |
| 2.7    | DEFINIZIONE DELLE AZIONI E DEI PARAMETRI DI PROGETTO .....                               | 15 |
| 2.7.1  | PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (DEAD e PP) .....                                 | 15 |
| 2.7.2  | SOVRACCARICHI PERMANENTI (G1 e G2) .....   | 16 |
| 2.7.3  | SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (ACC) .....  | 16 |
| 2.7.4  | AZIONE DEL VENTO (W) .....   | 16 |
| 2.7.5  | AZIONE DELLA NEVE (S).....   | 16 |
| 2.7.6  | AZIONE SISMICA (E) .....   | 16 |
| 2.7.7  | CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE E DEI LORO BARICENTRI.....                                  | 18 |
| 2.7.8  | EFFETTI DELLE NON LINEARITA' GEOMETRICHE.....  | 19 |
| 2.8    | METODO DI CALCOLO.....   | 19 |
| 2.9    | COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI CALCOLO .....   | 20 |
| 2.10   | METODO DI ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE.....  | 21 |
| 2.10.1 | PRINCIPALI SPOSTAMENTI DEL TELAIO STRUTTURALE.....                                       | 25 |
| 2.10.2 | SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE SUGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI<br>27           |    |
| 2.11   | CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE .....  | 30 |
| 3      | VERIFICHE .....  | 31 |
| 3.1    | VERIFICHE ELEVAZIONI.....  | 33 |
| 3.1.1  | VERIFICHE PILASTRI.....  | 33 |
| 3.2    | VERIFICA DI SCORRIMENTO PIANO DI FONDAZIONE .....  | 38 |
| 4      | VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA.....  | 40 |
| 5      | DETERMINAZIONE DEGLI INDICATORI DI RISCHIO.....  | 41 |
| 5.1    | STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) e STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)<br>41 |    |
| 5.1.1  | CAPACITÀ IN TERMINI DI ACCELERAZIONE AL SUOLO ( $PG_{ACLV}$ / $PG_{ACLO}$ ).....         | 41 |
| 5.1.2  | CAPACITÀ IN TERMINI DI PERIODO DI RITORNO ( $TR_{CLV}$ ).....                            | 41 |
| 5.1.3  | DOMANDA IN TERMINI DI ACCELERAZIONE AL SUOLO ( $PG_{ADLV}$ / $PG_{ADLO}$ ) .....         | 43 |
| 5.1.4  | DOMANDA IN TERMINI DI PERIODO DI RITORNO ( $TR_{DLV}$ / $TR_{DLO}$ ) .....               | 43 |

5.1.5 INDICATORI DI RISCHIO PER LO STATO LIMITE SLV ( $\alpha_{UV}$ ) E PER LO STATO LIMITE SLO ( $\alpha_{UO}$ ) 43

6 CONCLUSIONI..... 44

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo ha come oggetto la **verifica di vulnerabilità sismica delle strutture in elevazione** di un edificio realizzato in calcestruzzo armato, ad uso scolastico e appartenente all'Istituto Comprensivo Statale "Clemente Rebora", ubicato in via Antonio Fogazzaro 1, nel comune di Stresa (VB).

L'edificio oggetto del presente documento è costituito da un unico corpo di fabbrica che accoglie l'intera scuola e da un vano scala, costruito successivamente, in adiacenza al corpo principale. Per descrivere al meglio la geometria della struttura è possibile individuare quattro porzioni rettangolari. La prima (porzione A), con sviluppo ortogonale a via Fogazzaro, ha dimensioni in pianta di 38.00x9.50 m e presenta un piano seminterrato/interrato e tre piani fuori terra. La seconda porzione (porzione B), invece, è disposta longitudinalmente a via Fogazzaro e ha dimensioni in pianta di 13.20x24.80 m. Questa porzione presenta un piano interrato, presente esclusivamente nella zona adiacente alla porzione A e tre piani fuori terra per tutto il suo sviluppo. La terza porzione (denominata porzione C), anch'essa con sviluppo ortogonale alla via Fogazzaro, è adibita a palestra, ha dimensioni 22.00x12.40 m ed è composta da un piano fuori terra a doppia altezza, vista la destinazione d'uso. Infine, la porzione D è composta da un vano scala di costruzione successiva, che non sarà oggetto di analisi. La superficie totale del piano interrato risulta essere pari a 550 m<sup>2</sup> mentre quella dei piani fuori terra pari a 925 m<sup>2</sup>. Il corpo di fabbrica è stato progettato e edificato tra gli anni 1958 e 1964; all'epoca della costruzione la normativa sulle costruzioni non prevedeva per la zona di Stresa verifiche nei confronti dell'azione sismica.

L'analisi svolta nel presente documento consente di determinare il livello di sicurezza della costruzione nei confronti dell'azione sismica prevista dalla normativa per una nuova costruzione per il sito in esame. Per valutare la resistenza dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche è stata svolta un'analisi lineare dinamica impiegando lo spettro di risposta previsto dalla normativa vigente. Tale analisi permette di calcolare le sollecitazioni sugli elementi strutturali dovute all'azione sismica e di conseguenza verificare la resistenza delle sezioni.

La verifica di vulnerabilità sismica è riferita alle strutture in elevazione, escludendo pertanto la verifica del sistema di fondazioni dalle analisi riportate di seguito. Tale scelta è stata condotta poiché, sulla base della documentazione messa a disposizione dall'Ente, non sussistono le condizioni per le quali tale verifica risulta obbligatoria. In particolare:

- le condizioni di natura geologica garantiscono l'esclusione di fenomeni di instabilità globale nei confronti delle strutture edificate, l'assenza di condizioni morfologiche sfavorevoli e l'esclusione di fenomeni potenziali di liquefazione dei terreni dal punto di vista geotecnico e sismico;
- nella costruzione non sono presenti dissesti attribuiti a cedimenti delle fondazioni; in generale, non sono presenti dissesti/cedimenti di qualsiasi natura;
- non sono possibili fenomeni di scorrimento della costruzione per effetto delle azioni sismiche di progetto, come riportato nella presente relazione.

Le ipotesi poste alla base dei calcoli sono state ricavate dalla documentazione fornita dall'Ente e dal rilievo geometrico e di dettaglio condotti, come meglio specificato nei successivi paragrafi.

## **2 ILLUSTRAZIONE DEL PROGETTO STRUTTURALE**

Nei paragrafi sottostanti sono riportati gli elementi essenziali del progetto strutturale.

### **2.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEL CONTESTO**

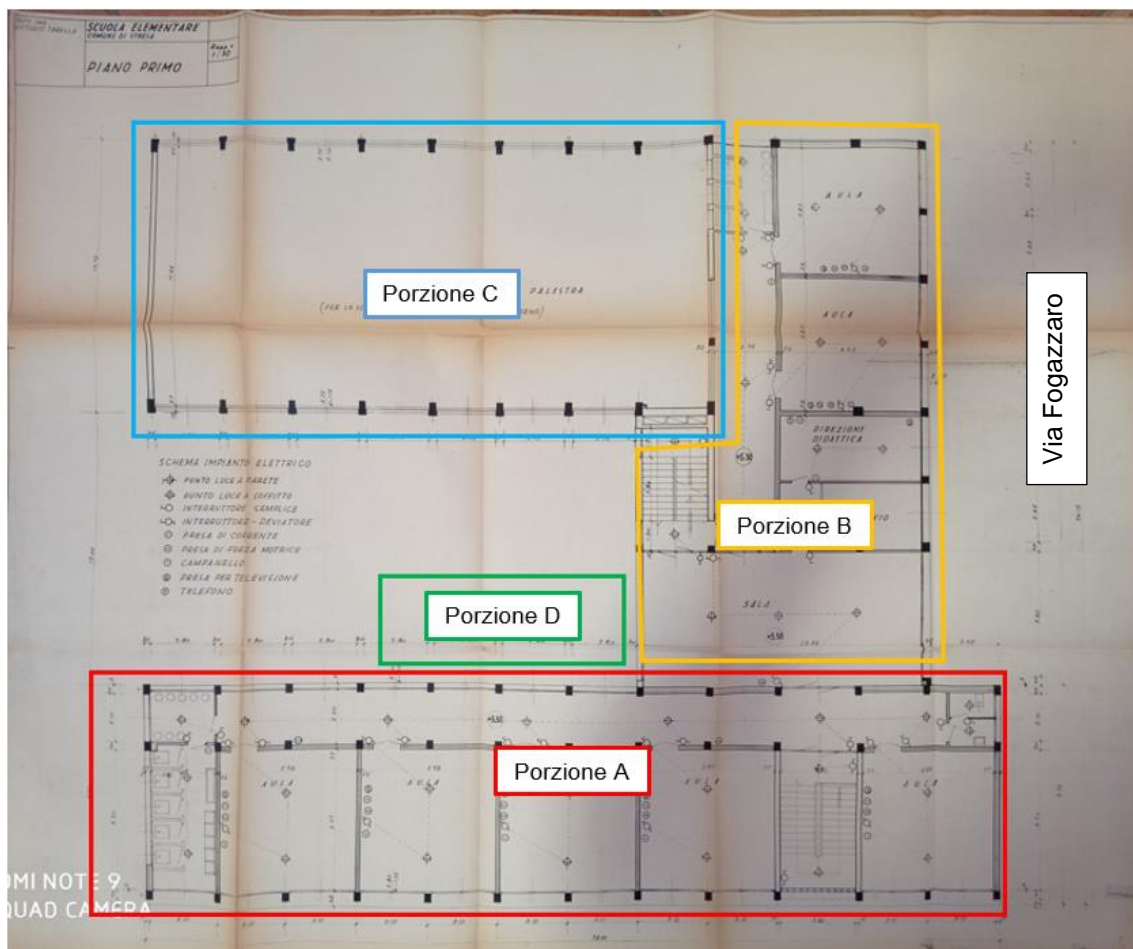
Come riportato nell'introduzione, la presente relazione tratta una verifica di vulnerabilità sismica delle strutture in elevazione dell'edificio a uso scolastico appartenente all'Istituto Comprensivo Statale "Clemente Rebora", ubicato in via Antonio Fogazzaro 1, nel comune di Stresa (VB). La costruzione è stata progettata e edificata tra gli anni 1958 e 1964.

Il comune di Stresa è classificato in zona sismica amministrativa 4.

### **2.2 DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA**

Dalla consultazione dei disegni e delle relazioni messe a disposizione dall'Ente, risulta che la progettazione del complesso scolastico è avvenuta dal 1958 al 1964. Le strutture sono state progettate dall'Ing. Vittorio Tarella, che si è occupato anche della Direzione dei Lavori, e sono state realizzate dall'Impresa Conterio Comm. Antonio di Sona Verbania (NO). Il progetto iniziale prevedeva che il plesso fosse composto da due piani fuori terra. Nel 1962 è stato redatto un nuovo progetto di variante dell'edificio scolastico, che prevedeva la costruzione di un ulteriore piano fuori terra.

Come è possibile prendere visione dai rilievi e dagli elaborati grafici forniti dall'Ente, si tratta di una struttura realizzata principalmente in calcestruzzo armato gettato in opera (pilastri, travi, muri controterra) e in minor parte in muratura (muri del vano scala). Sono presenti, inoltre, elementi prefabbricati (solai in laterocemento).



Come indicato nel capitolo introduttivo e con la medesima nomenclatura, per descrivere al meglio la geometria della struttura è possibile suddividerla in porzioni:

- Porzione A: ha dimensioni in pianta di 38.00x9.50 m, presenta un piano seminterrato/interrato, adibito a refettorio e zona cottura, e tre piani fuori terra adibiti ad aule scolastiche.

Dal punto di vista strutturale, presenta tre ordini di pilastri uniti da travi longitudinali. Sono presenti solo due travi trasversali di bordo. Gli unici muri in c.a. risultano essere quelli contro terra che sono stati considerati parte del sistema scatolare di fondazione e pertanto esclusi dalla trattazione. I pilastri sono prevalentemente a sezione costante lungo il loro sviluppo e presentano sezioni di 25x40, 30x30, 30x40 e 40x40 cm. Ad ogni impalcato sono presenti diverse tipologie e geometrie di travi, tra cui travi in spessore di solaio, con base da 60 a 75 cm; travi intradossate ad "L" e travi intradossate rettangolari con base generalmente di 35 cm e altezza compresa tra 60 e 70 cm. I solai di interpiano risultano essere in latero-cemento, costituito da pignatte in laterizio e travetti gettati di altezza pari a 20 cm e da una soletta in cls di spessore variabile da 2 a 5 cm. Il solaio di copertura è a doppia falda ed è realizzato in latero-cemento, costituito da pignatte in laterizio e travetti gettati di altezza pari a 12 cm e da una soletta in cls di spessore 3 cm.

Nella porzione A dell'edificio è presente un vano scala che collega piano interrato/seminterrato, piano terra e piano primo. Il vano scala è realizzato con pareti in muratura di spessore 25 cm.

I tamponamenti perimetrali sono in doppia parete formante camera d'aria e hanno la seguente stratigrafia: rivestimento in mattone pieno sp. 4 cm + mattone forato sp. 12 cm + intercapedine sp. variabile + tavella sp. 8 cm + intonaco sp. 1 cm. Nella modellazione della struttura, il contributo alla rigidezza dei tamponamenti non è stato considerato, tali elementi vengono però tenuti in conto per la definizione della massa sismica.



Porzione A – Lato Sud-Est



Porzione A – Lato Nord-Ovest e Sud-Ovest

- Porzione B: questa porzione è disposta longitudinalmente a via Fogazzaro e ha dimensioni in pianta di 13.20x24.80 m. Essa presenta un piano interrato, presente esclusivamente nella zona adiacente alla porzione A e tre piani fuori terra per tutto il suo sviluppo. È adibita a zona cottura e archivio comunale al piano interrato/seminterrato, a bagni e spogliatoi al piano terra e ad aule scolastiche ai restanti piani.

Dal punto di vista strutturale, è anch'essa costituita da pilastri e travi in c.a., ma presenta una disposizione di travi irregolare e non sempre ortogonali tra loro che rendono complessa l'interpretazione di telaio strutturale e che sicuramente non si ripete in maniera costante ad ogni impalcato. I pilastri sono prevalentemente a sezione costante lungo il loro sviluppo e presentano sezioni di 25x25, 30x30, 30x40 e



40x40 cm. Ad ogni impalcato sono presenti diverse tipologie e geometrie di travi, tra cui travi in spessore di solaio, travi intradossate ad "L" e travi intradossate rettangolari e travi rialzate al piano di copertura. È presente anche una trave-parete con sezione 25x130 cm in prossimità della palestra. I solai di interpiano risultano essere in latero-cemento, costituito da pignatte in laterizio e travetti gettati di altezza pari a 20 cm e da una soletta in cls di spessore variabile da 2 a 5 cm. Il solaio di copertura è a doppia falda ed è realizzato in latero-cemento, costituito da pignatte in laterizio e travetti gettati di altezza pari a 12 cm e da una soletta in cls di spessore 3 cm.

Nella porzione B dell'edificio è presente un vano scala che collega piano terra, piano primo e piano secondo. Il vano scala è realizzato con pareti in muratura di spessore 30 cm.

I tamponamenti perimetrali sono in doppia parete formante camera d'aria e hanno la seguente stratigrafia: rivestimento in mattone pieno sp. 4 cm + mattone forato sp. 12 cm + intercapedine sp. variabile + tavella sp. 8 cm + intonaco sp. 1 cm. Nella modellazione della struttura, il contributo alla rigidezza dei tamponamenti non è stato considerato, tali elementi vengono però tenuti in conto per la definizione della massa sismica.



Portione B – Lato Nord-Est



Portione B – Lato Nord-Ovest



- Porzione C: la terza porzione si sviluppa ortogonalmente a via Fogazzaro e ha dimensioni 22.00x12.40 m. È composta da un piano fuori terra a doppia altezza ed è adibita a palestra.

Dal punto di vista strutturale risulta essere molto regolare, dal momento che è formata da nove telai trasversali, costituiti da pilastri con sezione variabile da 30x50 cm a 30x75 cm e travi ribassate con sezione 30x78 cm. Il solaio di copertura è a singola falda ed è realizzato in latero-cemento, costituito da pignatte in laterizio e travetti gettati di altezza pari a 16 cm e da una soletta in cls di spessore 2 cm.

I tamponamenti perimetrali sono in doppia parete formante camera d'aria e hanno la seguente stratigrafia: rivestimento in mattone pieno sp. 4 cm + mattone forato sp. 12 cm + intercapedine sp. variabile + tavella sp. 8 cm + intonaco sp. 1 cm. Nella modellazione della struttura, il contributo alla rigidezza dei tamponamenti non è stato considerato, tali elementi vengono però tenuti in conto per la definizione della massa sismica.



Porzione C – Lato Nord-Ovest



Porzione C – Lato Sud-Est



Porzione C – Palestra

- Porzione D: è composta da un vano scala di costruzione successiva, che non sarà oggetto di analisi, realizzato con muri e pilastri in c.a.



Porzione D – Scala di nuova realizzazione

## 2.3 RIFERIMENTI NORMATIVI

Lo studio e la modellazione della struttura, i calcoli di verifica e tutti gli elaborati tecnici relativi al progetto in esame sono stati redatti in conformità alla normativa nel seguito riportata:

- D.M. 17/01/2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”, indicata con NTC2018;
- Circolare n°7 del 21/01/2019 – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018”, indicata con Circolare NTC2018;

- Legge 5 novembre 1971, n°1086 - “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”;
- Circolare 14 febbraio 1974 del Ministero LL.PP., n°11951 – “Istruzioni per l'applicazione della Legge 5 novembre 1971, n°1086”.

#### Unità di misura

Nella stesura della presente relazione si adottano le unità di misura raccomandate dal Sistema Internazionale (S.I.), in particolare:

- Forze e pesi = [N];
- Unità di lunghezza = [m];
- Massa = [kg];
- Tempo = [s] o [sec].

Se non diversamente indicato, l'accelerazione di gravità è assunta pari a  $g = 10 \text{ m/s}^2$ . In questo caso vale pertanto la relazione:

- $10 \text{ N} = 1 \text{ kgf}$
- $1 \text{ daN} = 1 \text{ kgf}$

NOTA BENE: dove dettato da esigenze tecniche per motivi di praticità e di leggibilità dei numeri riportati si farà uso, a seconda dei diversi casi, degli opportuni multipli e sottomultipli delle unità di misura prima indicate.

## **2.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Per lo sviluppo dei successivi studi, è stata presa in esame la seguente documentazione:

- copie cartacee degli elaborati grafici architettonici dell'epoca, forniti dal Comune di Stresa a seguito di opportune verifiche presso i propri archivi;
- planimetrie in formato editabile datate gennaio 2018 redatte da Servizi d'Ingegneria Farnelli;
- indagini strutturali eseguite nel luglio 2019 da 4 EMME Service S.p.A.;
- certificato di idoneità statica datato 11 novembre 2019 redatto dall'Ing. Walter Ricca;
- Relazione di calcolo “Verifica di vulnerabilità sismica e fattibilità tecnico-economica intervento di miglioramento sismico”, datata 5 settembre 2022 e redatta dallo Scrivente;
- Relazione illustrativa relativa ai rilievi e alle indagini diagnostiche svolte sull'edificio esistente, redatta da L.T.L. S.r.l datata agosto/settembre 2023.

## 2.5 MATERIALI STRUTTURE ESISTENTI

### 2.5.1 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Per gli elementi strutturali del fabbricato, le caratteristiche dei materiali, derivanti dai certificati di prova delle indagini svolte su edificio esistente, sono le seguenti:

#### CALCESTRUZZO

- $f_{c\_TRAVI} = 23.94 \text{ N/mm}^2$
- $f_{c\_PILASTRI} = 20.92 \text{ N/mm}^2$

#### ACCIAIO

- $f_y = 355.75 \text{ N/mm}^2$

Dove:

- $R_{ck}$  = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cubico;
- $f_c$  = resistenza a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- $f_y$  = resistenza a snervamento per trazione dell'acciaio.

In accordo con le NTC2018 si applicano i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo armato gettato in opera =  $\gamma_c = 1.5$ ;
- coefficiente di sicurezza per l'acciaio da armatura =  $\gamma_s = 1.15$ .

Si riportano di seguito i risultati derivanti dalle indagini svolte per la definizione delle caratteristiche del calcestruzzo esistente e delle barre di armatura in acciaio. In particolare, sono stati eseguiti carotaggi meccanici per la caratterizzazione del calcestruzzo e prelievi di spezzoni di armatura per la caratterizzazione dell'acciaio da c.a.



## CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI UNI EN 12390-3/2009

Data esecuzione: 04/09/2023 - 04/09/2023

| Identificatore /<br>Contrassegno                       | Data<br>prelievo | Data<br>prova | Dimensioni |           |             | Toll.<br>(1) | Massa<br>Volum.<br>[kg/m³] | Carico<br>[kN] | Resistenza<br>unitaria<br>[MPa] | Cond.    | Tipo<br>rottura<br>(2) |
|--|------------------|---------------|------------|-----------|-------------|--------------|----------------------------|----------------|---------------------------------|----------|------------------------|
|  |                  |               | D<br>[mm]  | H<br>[mm] | H/D<br>[mm] |              |                            |                |                                 |          |                        |
| Pilastro piano primo - Verbale di prelievo n° 1        |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C1   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.133                      | 118,3          | 16,7                            | Asciutto | 1                      |
| C2   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.173                      | 132,4          | 18,7                            | Asciutto | 1                      |
| Trave piano primo - Verbale di prelievo n° 1           |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C3   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.177                      | 153,5          | 21,7                            | Asciutto | 1                      |
| C4   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.201                      | 186,4          | 26,3                            | Asciutto | 1                      |
| Trave piano secondo - Verbale di prelievo n° 1         |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C5   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.173                      | 187,9          | 26,5                            | Asciutto | 1                      |
| C8   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.216                      | 221,3          | 31,2                            | Asciutto | 1                      |
| Pilastro piano secondo - Verbale di prelievo n° 1      |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C6   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.192                      | 115,6          | 16,3                            | Asciutto | 1                      |
| C7   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.110                      | 145,7          | 20,6                            | Asciutto | 1                      |
| Pilastro piano terra - Verbale di prelievo n° 1        |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C9   | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.182                      | 129,8          | 18,3                            | Asciutto | 1                      |
| C10  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.141                      | 145,2          | 20,5                            | Asciutto | 1                      |
| C11  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.299                      | 186,7          | 26,3                            | Asciutto | 1                      |
| C13  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.208                      | 136,8          | 19,3                            | Asciutto | 1                      |
| C14  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.153                      | 235,6          | 33,2                            | Asciutto | 1                      |
| Trave piano terra - Verbale di prelievo n° 1           |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C12  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.152                      | 99,1           | 14,0                            | Asciutto | 1                      |
| Pilastro piano seminterrato - Verbale di prelievo n° 1 |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C15  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.280                      | 129,4          | 18,3                            | Asciutto | 1                      |
| C16  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.189                      | 155,1          | 21,9                            | Asciutto | 1                      |
| Muro piano seminterrato - Verbale di prelievo n° 1     |                  |               |            |           |             |              |                            |                |                                 |          |                        |
| C17  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.110                      | 95,6           | 13,5                            | Asciutto | 1                      |
| C18  | 03/08/2023       | 04/09/2023    | 95         | 95        | 1           | RT           | 2.244                      | 146,0          | 20,6                            | Asciutto | 1                      |

Carotaggi meccanici su calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini – UNI EN 12390-3/2009

Risultati estratti dalla *Relazione Illustrativa* relativi ai rilievi e alle indagini diagnostiche, redatta da L.T.L. S.r.l. nel marzo 2023

## MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE UNI EN 10002-1/1992

Data esecuzione: 07/09/2023

| Sigla provino                 | Massa<br>lin.<br>[g/m] | Diam.<br>equip.<br>[mm] | Sezione<br>effett.<br>[mm²] | Allung.<br>A5<br>[%] | Carico unitario    |             | Rapporto |        | Piegamento |                | Marchio |
|-------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------------|--------------------|-------------|----------|--------|------------|----------------|---------|
|                               |                        |                         |                             |                      | fy-f(0,2)<br>[MPa] | ft<br>[MPa] | fu/fy    | fy/fyk | esito      | # mand<br>[mm] |         |
| B1 - Piano seminterrato - Ø16 | 1535                   | 15,8                    | 195,50                      | 25,50                | 379                | 536         | 1,42     | -      | -          | -              | -       |
| B2 - Piano seminterrato - Ø12 | 904                    | 12,1                    | 115,10                      | 28,50                | 261                | 396         | 1,52     | -      | -          | -              | -       |
| B3 - Piano terra - Ø8         | 377                    | 7,8                     | 48,08                       | 19,50                | 415                | 674         | 1,62     | -      | -          | -              | -       |
| B4 - Piano terra - Ø16        | 1533                   | 15,8                    | 195,30                      | 23,75                | 378                | 524         | 1,39     | -      | -          | -              | -       |
| B5 - Piano primo - Ø14        | 1198                   | 13,9                    | 152,64                      | 20,57                | 569                | 773         | 1,36     | -      | -          | -              | -       |
| B6 - Piano primo - Ø10        | 615                    | 10,0                    | 78,36                       | 25,00                | 338                | 467         | 1,38     | -      | -          | -              | -       |
| B7 - Piano secondo - Ø10      | 630                    | 10,1                    | 80,22                       | 35,40                | 258                | 353         | 1,37     | -      | -          | -              | -       |
| B8 - Piano secondo - Ø10      | 627                    | 10,1                    | 79,89                       | 26,80                | 248                | 351         | 1,42     | -      | -          | -              | -       |

Prova di trazione su acciaio d'armatura – UNI EN 10002-1/1992

Risultati estratti dalla *Relazione Illustrativa* relativi ai rilievi e alle indagini diagnostiche, redatta da L.T.L. S.r.l. nel marzo 2023

La resistenza a compressione delle strutture in elevazione è stata ottenuta dalla media aritmetica dei valori di resistenza. Dal momento che le prove di rottura a compressione del calcestruzzo sono state eseguite su provini di forma cilindrica ottenuti tramite carotaggi delle strutture esistenti con rapporto diametro/altezza pari a uno, il valore di resistenza misurato  $R_{ck}$  corrisponde alla resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico  $f_{ck}$ .

Analogamente, per la resistenza a compressione dell'acciaio da armatura è stato assunto il valore derivante dalla media aritmetica delle prove di trazione.

## **2.6 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA**

In accordo con quanto riportato nella Circolare NTC2018, le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali possono variare nell'ambito della stessa struttura; nelle costruzioni esistenti è cruciale la "conoscenza" della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio). È per questo che vengono introdotti i Fattori di Confidenza, strettamente legati al Livello di Conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare nelle verifiche.

Si riporta di seguito la classificazione, prevista dalla citata Circolare, dei livelli di conoscenza con i relativi fattori di confidenza:

- livello di conoscenza LC1: conoscenza limitata, Fattore di Confidenza  $FC = 1.35$ ;
- livello di conoscenza LC2: conoscenza adeguata, Fattore di Confidenza  $FC = 1.20$ ;
- livello di conoscenza LC3: conoscenza accurata, Fattore di Confidenza  $FC = 1.00$ .

Il Livello di Conoscenza, e quindi il Fattore di Confidenza da applicare alla resistenza dei materiali, è stato valutato considerando i seguenti aspetti:

- disponibilità di documentazione esistente;
- corrispondenza in opera della geometria (elementi strutturali, armature, dettagli costruttivi, ...) con quanto indicato sugli elaborati progettuali, riscontrata a seguito dei sopralluoghi e dei rilievi effettuati in sito;
- indagini condotte per stabilire la resistenza dei materiali e la loro conformità con quanto riportato sulla documentazione esistente.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Tabella C8.5.IV, mentre la definizione dei termini "visivo", "completo", "limitato", "estensivo", "esaustivo", è fornita nella Tabella C8.5.V, entrambe estrapolate dalla Circolare NTC2018 e di seguito esposte.



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

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o acciaio.

| Livello di Indagini e Prove | Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>                                      | Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>  |
|-----------------------------|--|---|
|                             | Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)   |   |
| <i>limitato</i>             | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi | 1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio |
| <i>esteso</i>               | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi | 2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio |
| <i>esaustivo</i>            | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi | 3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio |

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

Sulla base delle informazioni ottenute dalle indagini sulle proprietà dei materiali e sui dettagli costruttivi, è possibile ottenere per l'edificio in esame un livello di conoscenza LC2, cui è associato un fattore di confidenza FC = 1.20. I valori di resistenza utilizzati nel calcolo sono quelli riportati di seguito:

| MATERIALE    | PARAMETRO [N/mm <sup>2</sup> ] | FC   | PARAMETRO CORRETTO [N/mm <sup>2</sup> ] |
|--------------|--------------------------------|------|---|
| Cls Travi    | $R_{ck} = f_{ck} = 23.94$      | 1.20 | $R_{ck} = f_{ck} = 19.95$               |
| Cls Pilastri | $R_{ck} = f_{ck} = 20.92$      | 1.20 | $R_{ck} = f_{ck} = 17.43$               |
| Acciaio      | $f_y = 355.75$                 | 1.20 | $f_{yk} = 296.46$                       |

Valori di resistenza corretti con il fattore di confidenza FC

Per una maggiore comprensione si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche.

CALCESTRUZZO  $R_{ck} = 19.95$  MPa (Travi)

- $f_{ck} = R_{ck} = 19.95$  N/mm<sup>2</sup>
- $f_{cd} = 0.85 f_{ck} = 16.96$  N/mm<sup>2</sup> (utilizzato per meccanismi duttili);
- $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 11.31$  N/mm<sup>2</sup> (utilizzato per meccanismi fragili);
- $E_c = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 29945.89$  N/mm<sup>2</sup>;
- $\nu = 0.2$
- $G = E_c / [2 (1 + \nu)] = 12477.45$  N/mm<sup>2</sup>.

CALCESTRUZZO  $R_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$  (Pilastri)

- $f_{ck} = R_{ck} = 17.43 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = 0.85 f_{ck} = 14.81 \text{ N/mm}^2$  (utilizzato per meccanismi duttili);
- $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 9.88 \text{ N/mm}^2$  (utilizzato per meccanismi fragili);
- $E_c = 22000 [(f_{ck} + 8) / 10]^{0.3} = 29108.95 \text{ N/mm}^2$ ;
- $\nu = 0.2$
- $G = E_c / [2 (1 + \nu)] = 12128.73 \text{ N/mm}^2$ .

ACCIAIO  $f_{yk} = 296.46$

- $f_{yk} = 296.46 \text{ N/mm}^2$  (utilizzato per meccanismi duttili);
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 257.79 \text{ N/mm}^2$  (utilizzato per meccanismi fragili);
- $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ .

La distinzione dei parametri di resistenza tra meccanismi duttili e fragili è stata eseguita in accordo col capitolo 8.7.2 delle NTC2018.

## 2.7 DEFINIZIONE DELLE AZIONI E DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Nelle verifiche strutturali sono stati presi in considerazione i seguenti carichi elementari. Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo SLV.

I pesi propri e i sovraccarichi permanenti sono stati in parte dedotti dai risultati delle indagini eseguiti sull'edificio esistente, mentre per quanto riguarda i carichi accidentali si è fatto riferimento alle prescrizioni dettate dalle NTC2018 per gli edifici di nuova costruzione.

### 2.7.1 PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (DEAD e PP)

Sono stati presi in considerazione i pesi propri dei seguenti materiali strutturali:

- |  |                         |
|--|-------------------------|
| • Calcestruzzo armato gettato in opera (DEAD):   | 25.00 kN/m <sup>3</sup> |
| • Solaio in latero-cemento S1 (20+4 cm) (copertura del Piano Seminterrato – Corpi A e B) | 2.80 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S2 (20+2 cm) (copertura del Piano Terra – Corpi A e B)        | 2.30 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S3 (20+3 cm) (copertura del Piano Primo – Corpo A)            | 2.50 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S4 (20+5 cm) (copertura del Piano Primo – Corpo B)            | 3.00 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S5 (16+2 cm) (copertura della palestra)                       | 1.90 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S6 (20+3 cm) (copertura Piano Secondo – Corpi A e B)          | 2.80 kN/m <sup>2</sup>  |
| • Solaio in latero-cemento S7 (12+3 cm) (copertura – Corpi A e B)                        | 2.00 kN/m <sup>2</sup>  |

### 2.7.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI (G1 e G2)

Sono stati presi in considerazione i seguenti carichi permanenti:

|  |                        |
|--|------------------------|
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura del Piano Seminterrato (S1) | 1.30 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G2 solaio di copertura del Piano Seminterrato (S1) | 2.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura del Piano Terra (S2)        | 1.30 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G2 solaio di copertura del Piano Terra (S2)        | 2.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura del Piano Primo (S3)        | 1.80 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G2 solaio di copertura del Piano Primo (S3)        | 2.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura del Piano Primo (S4)        | 1.80 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G2 solaio di copertura del Piano Primo (S4)        | 2.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura della palestra (S5)         | 1.20 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura del Piano Secondo (S6)      | 0.20 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 solaio di copertura (S7)                        | 0.50 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico permanente G1 scale   | 3.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Tamponamenti perimetrali (G1)  | 4.20 kN/m              |

### 2.7.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (ACC)

Sono stati presi in considerazione i seguenti carichi accidentali:

|  |                        |
|--|------------------------|
| • Sovraccarico accidentale solaio di copertura del Piano Seminterrato (S1) – cat. C1 | 3.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico accidentale solaio di copertura del Piano Terra (S2) – cat. C1        | 3.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico accidentale solaio di copertura del Piano Primo (S3) – cat. C1        | 3.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico accidentale solaio di copertura del Piano Primo (S4) – cat. C1        | 3.00 kN/m <sup>2</sup> |
| • Sovraccarico accidentale scale – cat. C  | 4.00 kN/m <sup>2</sup> |

Essendo la copertura e il piano di sottotetto accessibili per sola manutenzione, non è stato preso in considerazione nessun carico accidentale in quanto non prevista per la verifica di vulnerabilità sismica.

### 2.7.4 AZIONE DEL VENTO (W)

Non è stata considerata l'azione del vento, in quanto non prevista per la verifica di vulnerabilità sismica.

### 2.7.5 AZIONE DELLA NEVE (S)

Non è stata considerata l'azione della neve, in quanto non prevista per la verifica di vulnerabilità sismica.

### 2.7.6 AZIONE SISMICA (E)

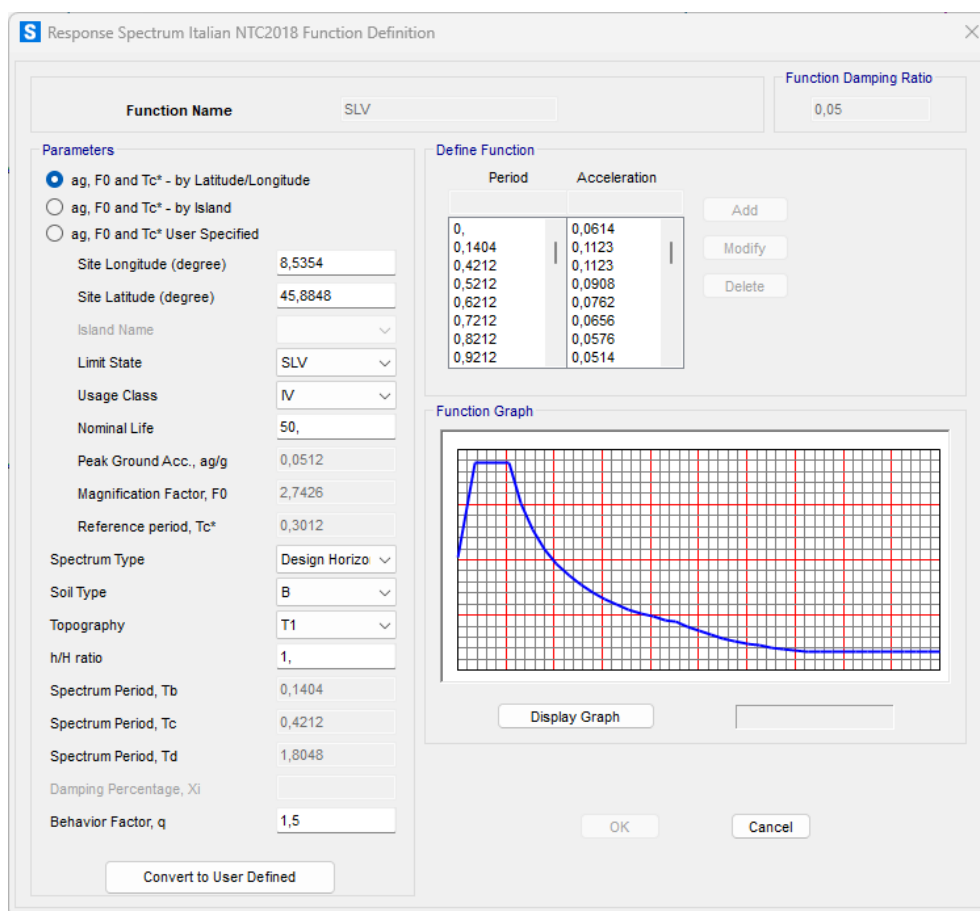
Lo spettro di risposta da applicare al modello è stato definito mediante l'utilizzo del software di calcolo SAP2000, utilizzato anche come solutore agli elementi finiti.

- Regione: Piemonte
- Provincia: Verbano-Cusio-Ossola
- Comune: Stresa
- Zona sismica amministrativa: 4
- Categoria del sottosuolo: B, come deducibile dai risultati delle analisi MASW effettuate dal Geol. Coretta nel settembre 2022;
- Categoria topografica: T1

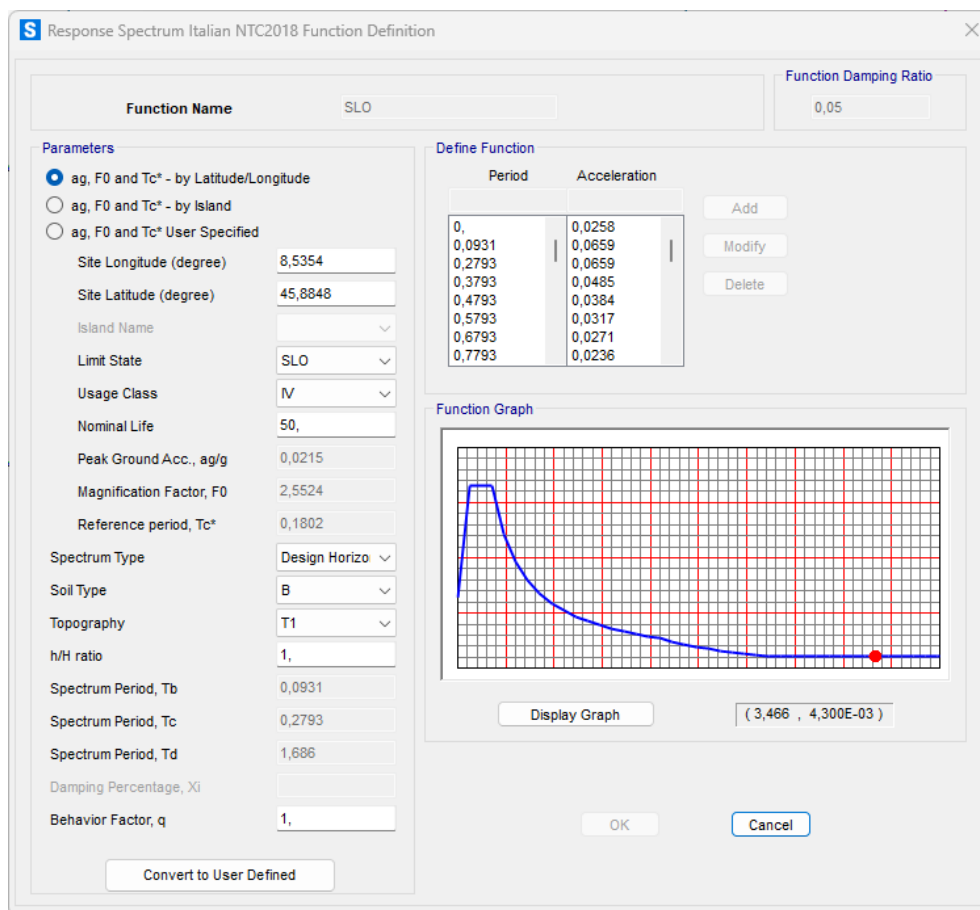
I parametri sismici della struttura sono i seguenti

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni "Opere ordinarie, ponti...";
- Classe d'uso: IV "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti...";
- Coefficiente d'uso:  $C_U = 2.0$ ;
- Periodo di riferimento  $V_R = V_N C_U = 100$  anni;
- Fattore di comportamento:  $q = 1.5$  (valore minimo suggerito dalla Circolare NTC2018 per edifici esistenti in calcestruzzo al capitolo C8.5.5.2 e C8.7.2.2.1).

Di seguito le immagini riferite al foglio di calcolo utile alla determinazione degli spettri di risposta:



Spettro di Risposta SLV



Spettro di Risposta SLO

## 2.7.7 CALCOLO DELLE MASSE SISMICHE E DEI LORO BARICENTRI

Le masse sismiche verranno assegnate automaticamente dal programma di calcolo in funzione dei carichi assegnati, secondo i coefficienti di partecipazione della combinazione sismica.

Per quanto riguarda la posizione del centro di massa, come indicato al capitolo 7.2.6 delle NTC2018 “Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un’eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l’eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.”. Questa operazione verrà effettuata automaticamente dal programma di calcolo, in relazione alle masse precedentemente definite e alla geometria della struttura.

**Load Case Data - Response Spectrum**

**Load Case Name:** X Set Def Name Modify/Show...

**Notes:**

**Load Case Type:** Response Spectrum Design...

**Modal Combination:**

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

GMC f1: 1,   
 GMC f2: 0,   
 Periodic + Rigid Type: SRSS

**Modal Load Case:**

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- ☒ Standard - Acceleration Loading
- ☐ Advanced - Displacement Inertia Loading

**Loads Applied:**

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|-----------|-----------|----------|--------------|
| Accel     | U1        | SLV      | 9,81         |
| Accel     | U1        | SLV      | 9,81         |

Add Modify Delete

☐ Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters:**

Modal Damping: Constant at 0,05 Modify/Show...

**Diaphragm Eccentricity:**

Eccentricity Ratio: 0,05

Override Eccentricities Override...

OK Cancel

### 2.7.8 EFFETTI DELLE NON LINEARITA' GEOMETRICHE

Data l'assenza di solette strutturali a livello di ciascun impalcato, la deformabilità del complesso strutturale risulta elevata, come anche evidenziato dall'analisi di vulnerabilità sismica. Si è quindi deciso di non considerare gli effetti delle non linearità geometriche, in quanto i risultati ottenuti non rappresenterebbero il reale comportamento della struttura.

## 2.8 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli Stati Limite. Le azioni di calcolo sollecitanti la struttura e la loro combinazione, nonché le proprietà fisico-meccaniche dei materiali strutturali, in termini di capacità di prestazione, sono state considerate mediante le modalità indicate nelle NTC2018, mediante l'applicazione di regole specifiche e di coefficienti parziali di sicurezza adeguati.

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di Operatività (SLO), poiché la struttura appartiene alla classe d'uso IV, come indicato nelle NTC18, Par. 7.3.6.1.



## 2.9 COMBINAZIONI DELLE AZIONI DI CALCOLO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLV, SLC) e d'esercizio (SLO, SLD):

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove:

- $G_k$ = valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P_k$ = valore caratteristico della forza di precompressione;
- $E$ = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame;
- $\psi_{2,i}$ = coeff. che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile;
- $Q_{ik}$ = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile.

| Categoria/Azione variabile  | $\Psi_{0j}$ | $\Psi_{1j}$ | $\Psi_{2j}$ |
|---|-------------|-------------|-------------|
| 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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0         | 0,9         | 0,8         |
| Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)    | 0,7         | 0,7         | 0,6         |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)       | 0,7         | 0,5         | 0,3         |
| Categoria H Coperture   | 0,0         | 0,0         | 0,0         |
| Vento   | 0,6         | 0,2         | 0,0         |
| Neve (a quota $\leq 1000$ 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         |

Tabella 2.5.1 - Valori dei coefficienti di combinazione.

Nel modello di calcolo sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

| S.L. | COMB  | PP | G1 | G2 | Q   | X   | Y   | Xo  | Yo  |
|------|-------|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| SLV  | SLVXy | 1  | 1  | 1  | 0.6 | 1   | 0.3 | -   | -   |
|      | SLVYx | 1  | 1  | 1  | 0.6 | 0.3 | 1   | -   | -   |
| SLO  | SLOXy | 1  | 1  | 1  | 0.6 | -   | -   | 1   | 0.3 |
|      | SLOYx | 1  | 1  | 1  | 0.6 | -   | -   | 0.3 | 1   |

Combinazioni di carico definite.

## 2.10 METODO DI ANALISI E MODELLAZIONE STRUTTURALE

Le strutture sono state modellate secondo le seguenti ipotesi:

- gli elementi monodimensionali della struttura sono elementi frame, la cui formulazione generica include gli effetti dei momenti flettente e torcente, della deformazione assiale e di taglio;
- gli elementi frame sono modellati con un segmento di connessione di due punti (start, end) e presentano un proprio sistema di riferimento locale;
- gli elementi bidimensionali della struttura sono elementi shell, la cui formulazione generica include sia il comportamento a membrana che quello a piastra inflessa;
- gli elementi shell hanno una formulazione a tre o quattro nodi che combina separatamente il comportamento a membrana e quello a piastra inflessa. Presentano un proprio sistema di riferimento locale.

Lo schema statico che meglio rappresenta la struttura è quello equivalente ad una serie di mensole in parallelo, motivo per cui tutti gli elementi verticali sono stati incastrati alla base. Le travi, essendo ipotizzate e modellate incernierate in corrispondenza dei nodi di attacco ai pilastri, non contribuiscono alla resistenza nei confronti delle azioni orizzontali; queste si ripartiscono sugli elementi verticali in funzione della loro area d'influenza per la mancanza di un diaframma rigido a livello di ciascun impalcato.

Nella creazione del modello di calcolo sono stati trascurati i setti presenti al piano interrato in quanto considerati parte del sistema scatolare di fondazione e i pilastri che si sviluppano a partire dalla loro quota di testa sono stati incastrati alla base.

Il solaio in laterocemento è stato modellato con elementi shell tipo "none" aventi, cioè, massa e rigidezza nulla, la cui funzione è unicamente quella di distribuire i carichi derivanti dal solaio direttamente sulle travi, senza alterare i modi di vibrare della struttura. I solai in laterocemento che sono stati indagati, presentano una cappa in calcestruzzo non armato dello spessore di 20/50 mm. Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.2.6 delle NTC18, *"...gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo di almeno 40 mm di spessore..."*. Pertanto, si ricade nel caso di assenza di diaframma rigido.

Il contributo alla rigidezza dei tamponamenti non è stato considerato, tali elementi vengono però tenuti in conto per la definizione della massa sismica. Il peso trasmesso dai tamponamenti è stato considerato come carico al metro lineare sulle travi perimetrali.

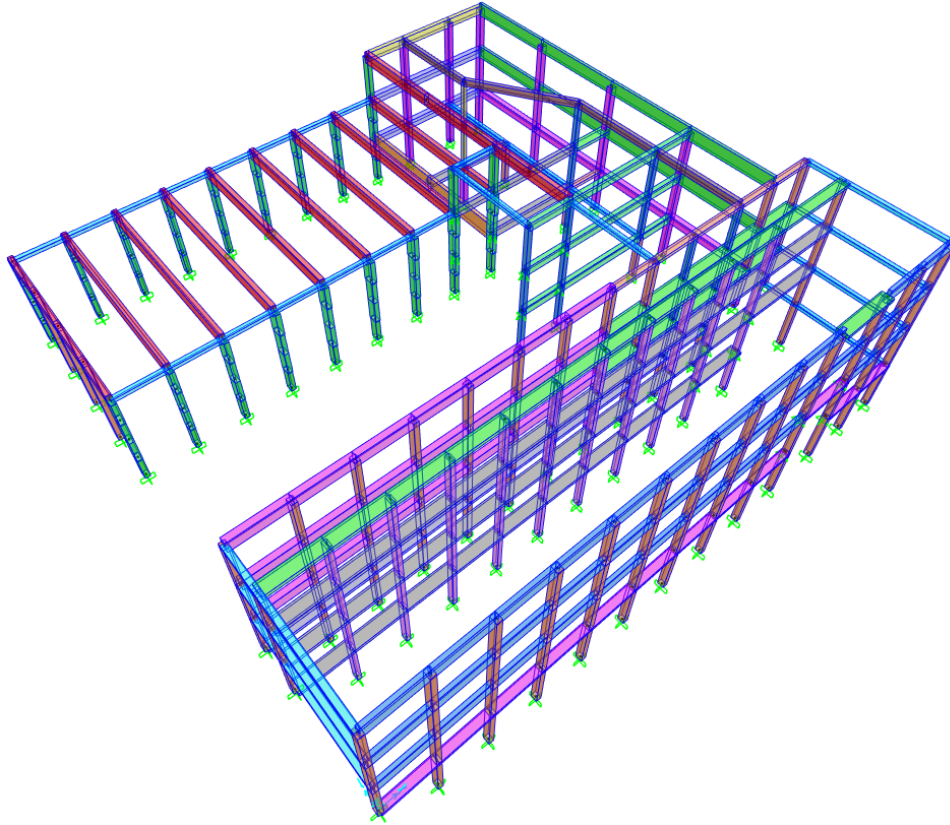
In accordo con il capitolo 7.2.6 delle NTC2018, che riportiamo: "per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente".

Nel caso in esame è stato adottato un modulo elastico del calcestruzzo,  $E'_c$  pari all'80% del valore integro, come consigliato dalla Circolare NTC2018 nel capitolo C7.2.6. Tale scelta deriva dall'aver considerato un

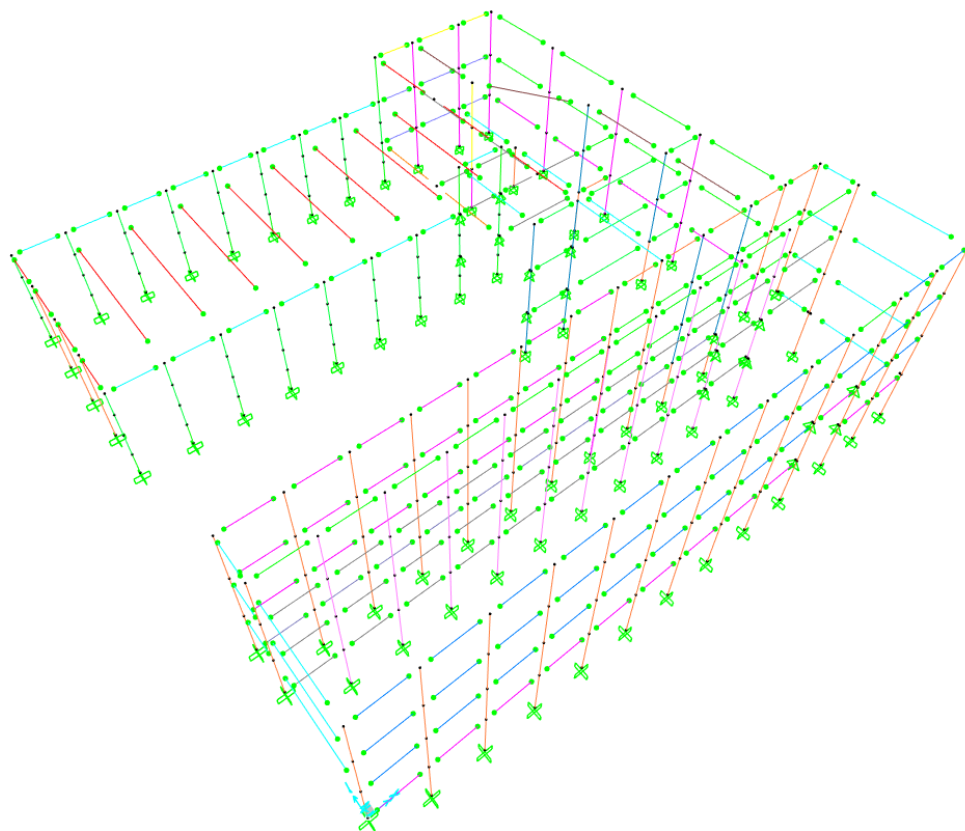
fattore di struttura compreso tra 0 ed 1.50, unito alla sollecitazione assiale agente in un numero significativo di pilastri compresa tra il 25% e il 50% della resistenza della sezione degli stessi.

- $E'_c = E_c \cdot 0.80 = 29108.95 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.80 = 23287.16 \text{ N/mm}^2$

Si riporta un'immagine del modello 3D della struttura.



*Modello di calcolo 3D (vista estrusa)*



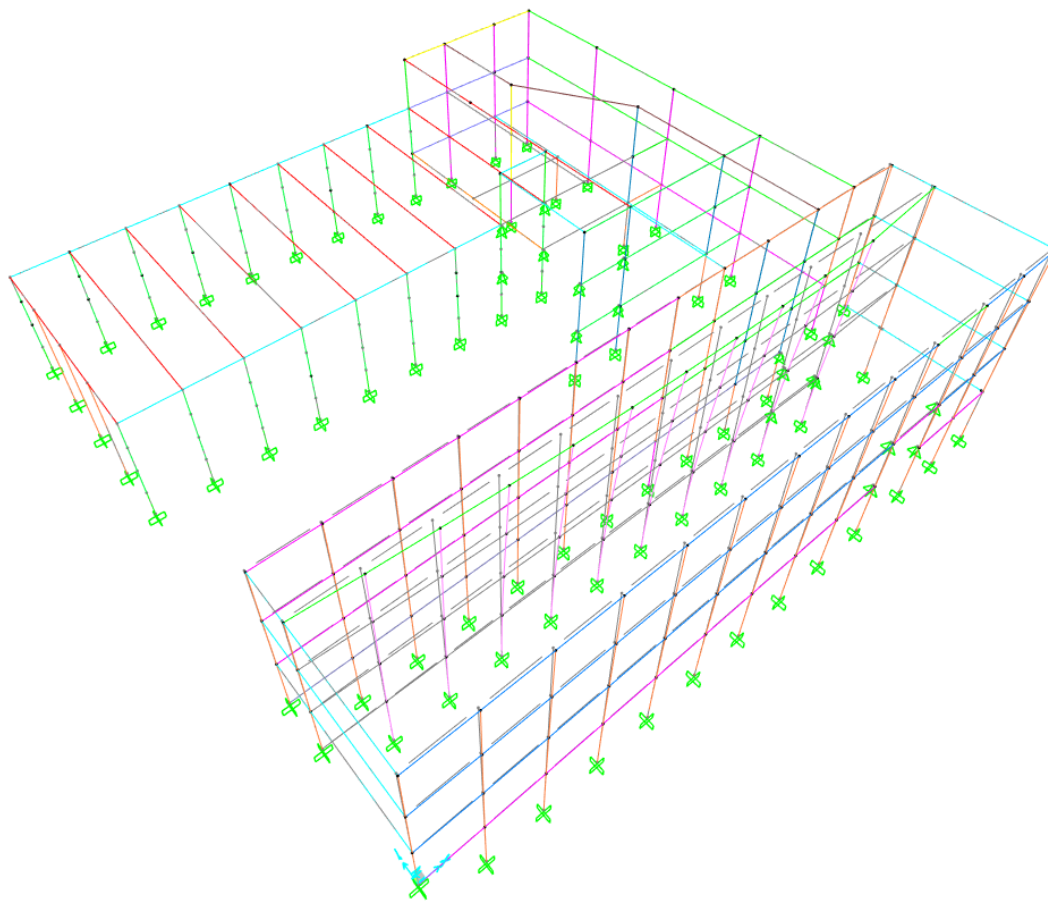
Modello di calcolo 3D (vista unifilare con indicazione dei vincoli interni)

È stata condotta un'analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta) per ciascuna delle due direzioni principali. La combinazione degli effetti dei singoli modi è stata effettuata mediante una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

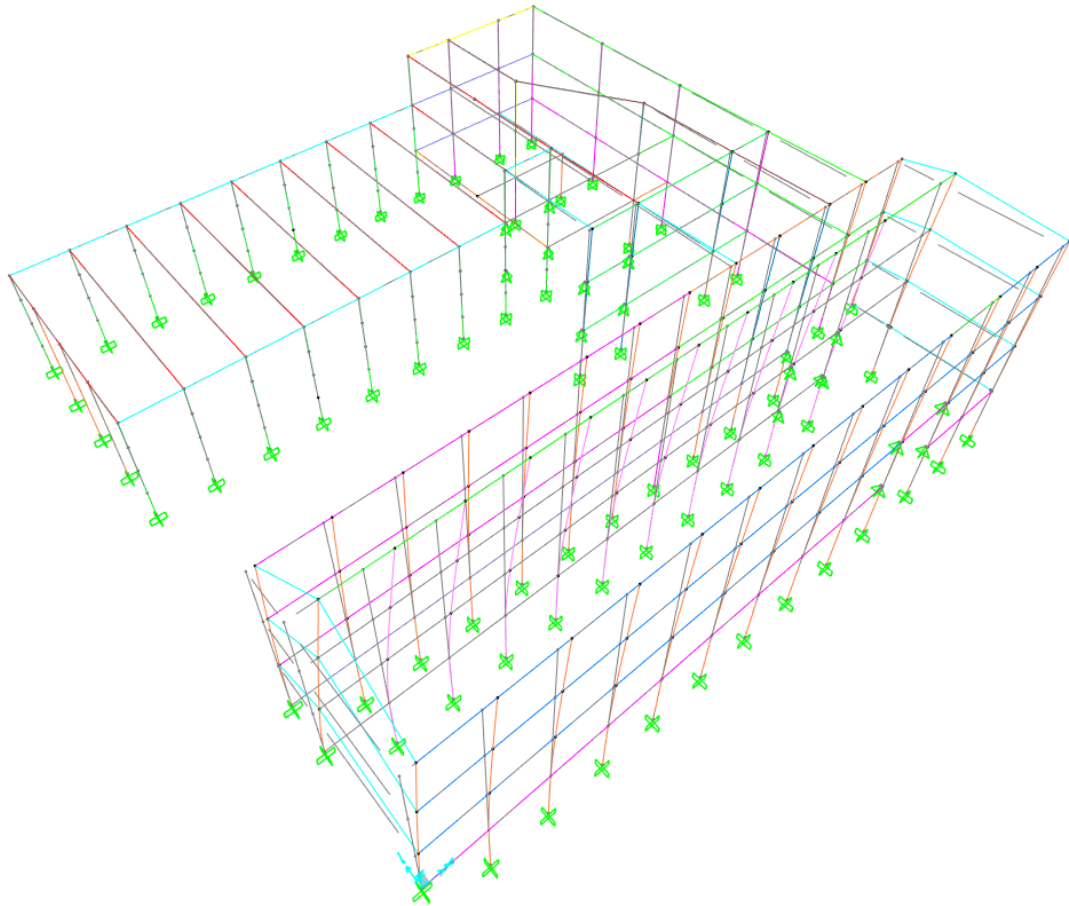
Di seguito è riportata una tabella riassuntiva delle masse coinvolte per il singolo modo, in particolare è stato considerato più dell'85% della massa in X e Y.

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios |          |        |          |          |
|--|----------|--------|----------|----------|
| OutputCase                             | StepNum  | Period | UX       | UY       |
| Text                                   | Unitless | Sec    | Unitless | Unitless |
| MODAL                                  | 1        | 3.8088 | 0.0000   | 0.2211   |
| MODAL                                  | 2        | 3.5544 | 0.3195   | 0.0000   |
| MODAL                                  | 3        | 3.4426 | 0.0000   | 0.0944   |
| MODAL                                  | 4        | 3.1004 | 0.0166   | 0.0000   |
| MODAL                                  | 5        | 3.0439 | 0.0000   | 0.0043   |
| MODAL                                  | 6        | 2.5877 | 0.0000   | 0.0241   |
| MODAL                                  | 7        | 2.5130 | 0.0000   | 0.1801   |
| MODAL                                  | 8        | 2.4566 | 0.2017   | 0.0000   |
| MODAL                                  | 9        | 2.3085 | 0.0001   | 0.1007   |
| MODAL                                  | 10       | 2.1265 | 0.0005   | 0.0003   |
| MODAL                                  | 11       | 2.0186 | 0.0773   | 0.0002   |
| MODAL                                  | 12       | 1.7672 | 0.0149   | 0.0037   |
| MODAL                                  | 13       | 1.7106 | 0.0125   | 0.0043   |

|       |    |        |        |        |
|-------|----|--------|--------|--------|
| MODAL | 14 | 1.3978 | 0.0053 | 0.0035 |
| MODAL | 15 | 1.3054 | 0.0055 | 0.0031 |
| MODAL | 16 | 0.9525 | 0.0103 | 0.0003 |
| MODAL | 17 | 0.7588 | 0.0001 | 0.1602 |
| MODAL | 18 | 0.6273 | 0.1228 | 0.0002 |
| MODAL | 19 | 0.4231 | 0.0002 | 0.1424 |
| MODAL | 20 | 0.3262 | 0.1165 | 0.0001 |
|       |    |        | 90.39% | 94.29% |



Deformata modale - modo di vibrare n° 1



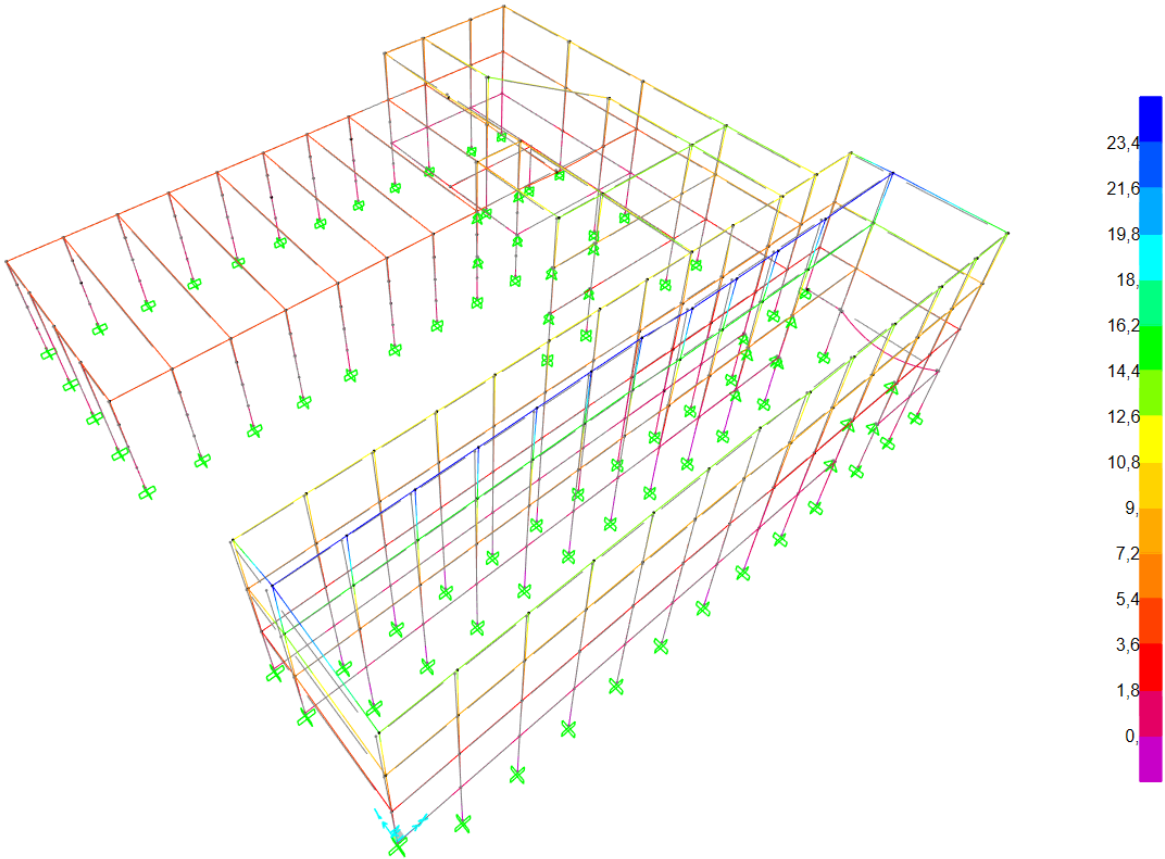
*Deformata modale - modo di vibrare n° 2*

### **2.10.1 PRINCIPALI SPOSTAMENTI DEL TELAIO STRUTTURALE**

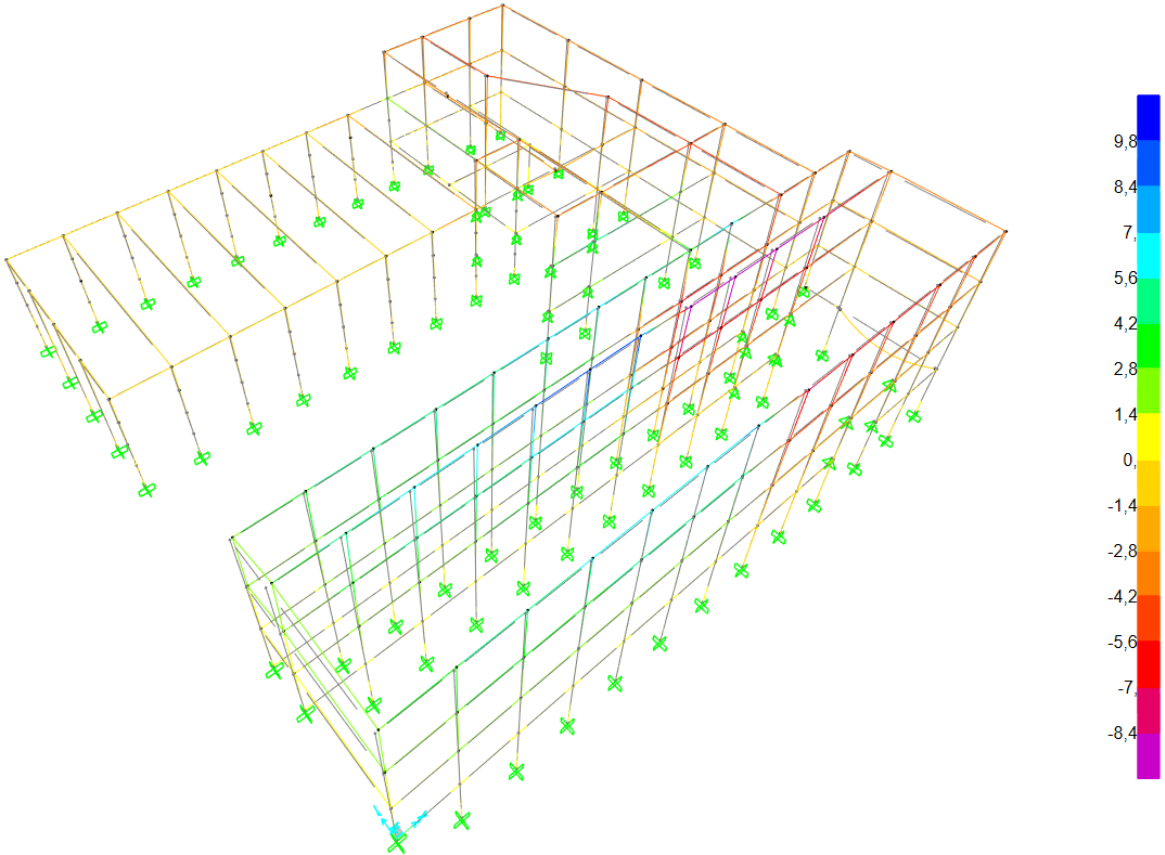
Si riportano di seguito i principali spostamenti del modello strutturale per le combinazioni sismiche. In particolare, si riportano le deformate determinate per le seguenti combinazioni:

- SLOXy
- SLOYx





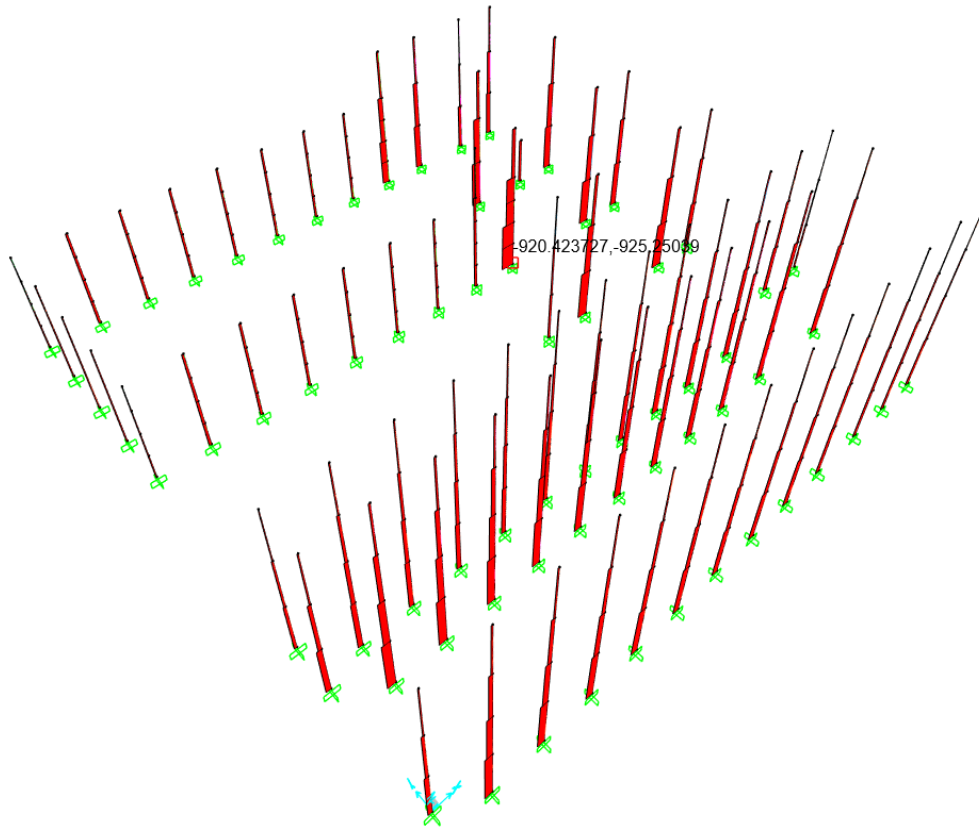
Spostamenti ottenuti dalla combinazione sismica SLOXy [mm]



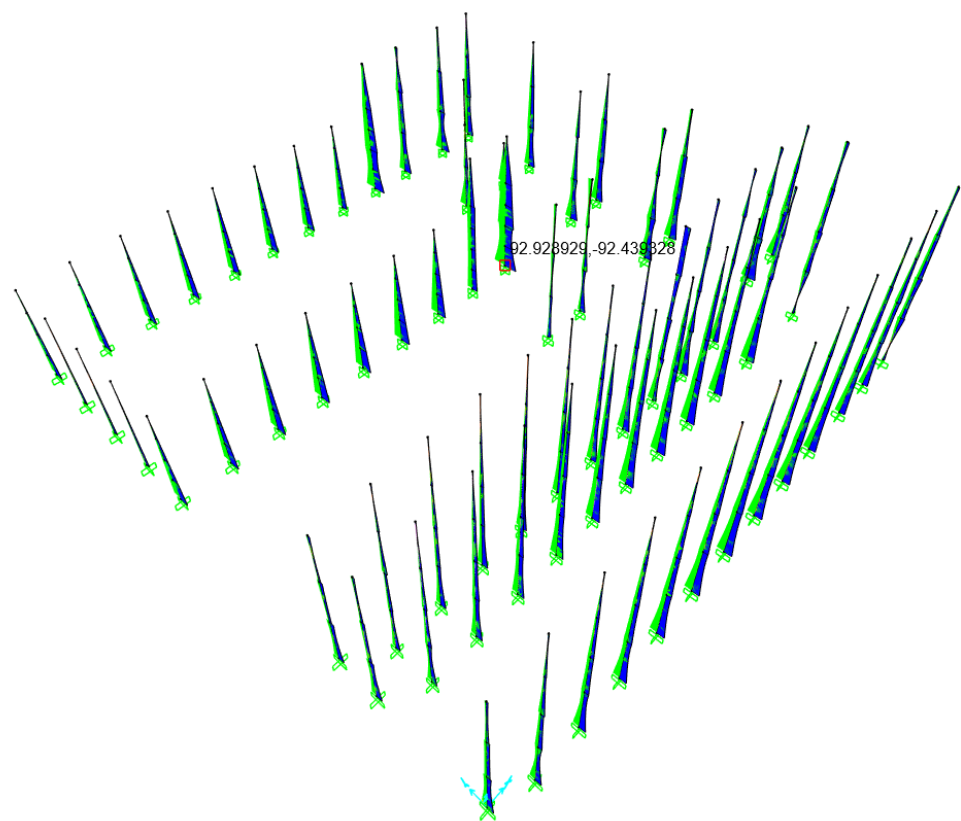
Spostamenti ottenuti dalla combinazione sismica SLOYx [cm]

## 2.10.2 SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE SUGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

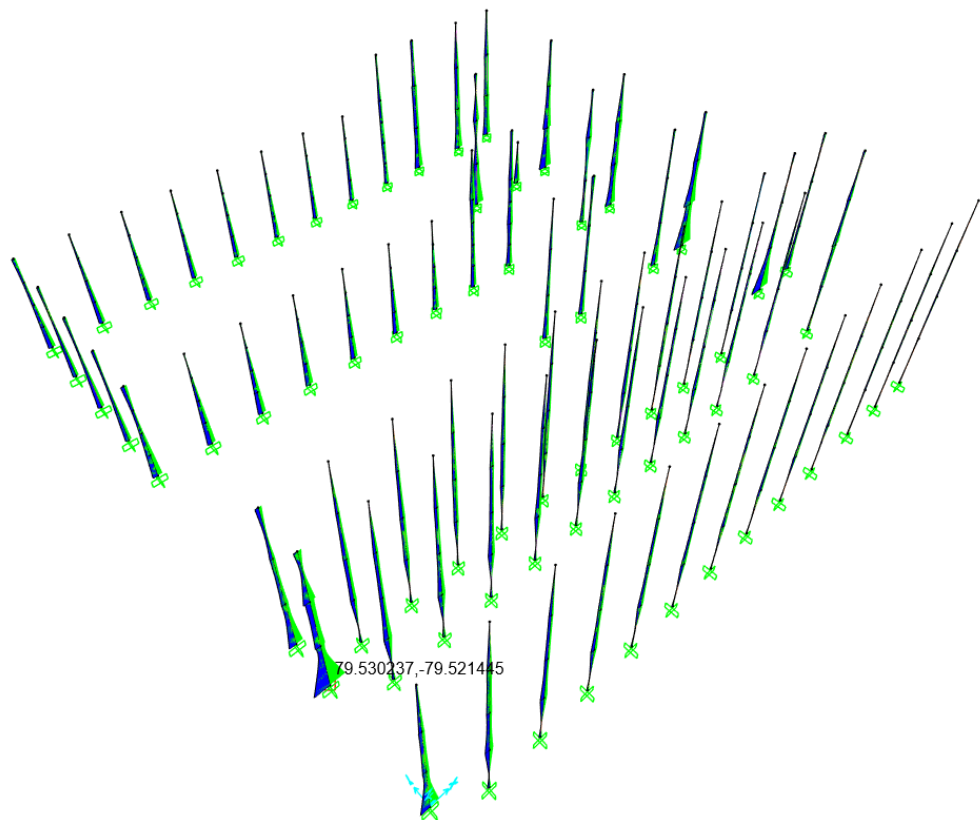
Si riportano di seguito le principali sollecitazioni sugli elementi verticali ottenute dall'involuppo delle combinazioni sismiche. Le direzioni 2 e 3 fanno riferimento agli assi locali degli elementi.



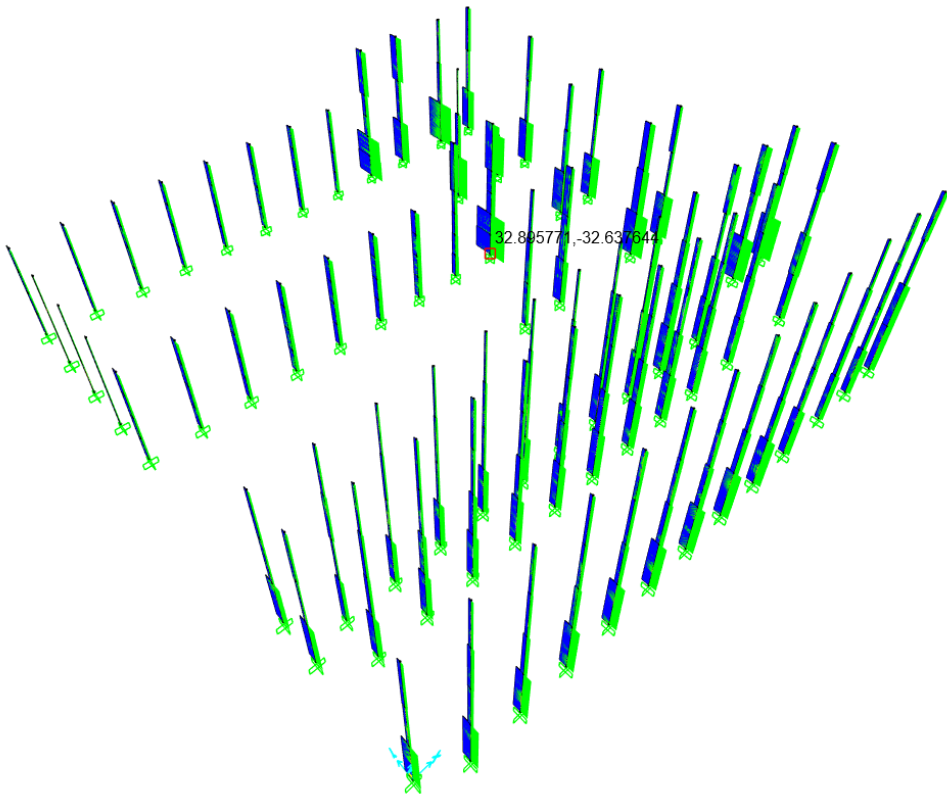
Azione assiale sui pilastri (ENVSLV) [kN]



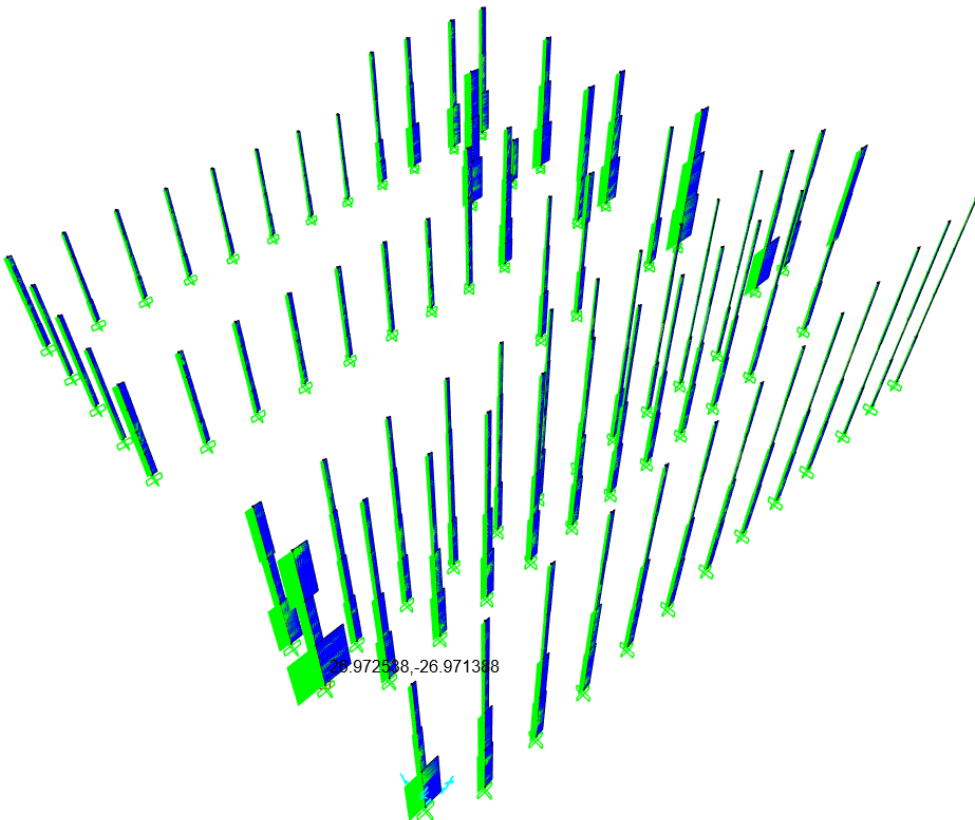
Momento flettente  $M_{22}$  sui pilastri (ENVSLV) [kNm]



Momento flettente  $M_{33}$  sui pilastri (ENVSLV) [kNm]



Taglio  $V_{33}$  sui pilastri (ENVSLV) [kN]



Taglio  $V_{22}$  sui pilastri (ENVSLV) [kN]

## 2.11 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

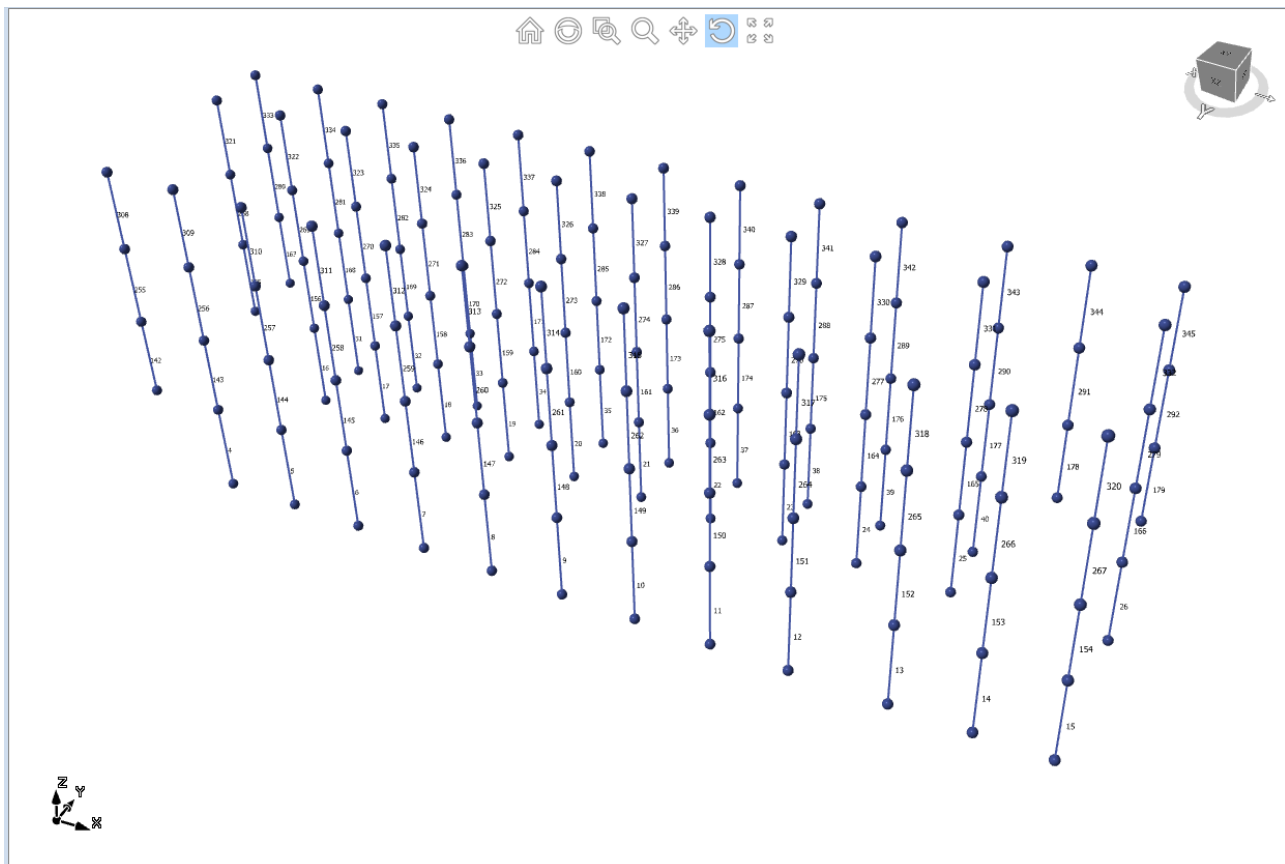
La sicurezza e le prestazioni della struttura in esame saranno garantite verificando gli stati limite definiti nei precedenti paragrafi in funzione dell'utilizzo della costruzione, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme. In particolare, è stata verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi SLV che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali di sicurezza relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dalle NTC2018 per i vari tipi di materiale. Le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita degli elementi strutturali sono state condotte in termini di resistenza sia per i meccanismi duttili che per quelli fragili;
- la sicurezza nei riguardi dello Stato Limite di Operatività (SLO) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno. Le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Operatività degli elementi strutturali e non strutturali sono state effettuate in termini di spostamenti accettabili, così come definiti nel seguito.

### 3 VERIFICHE

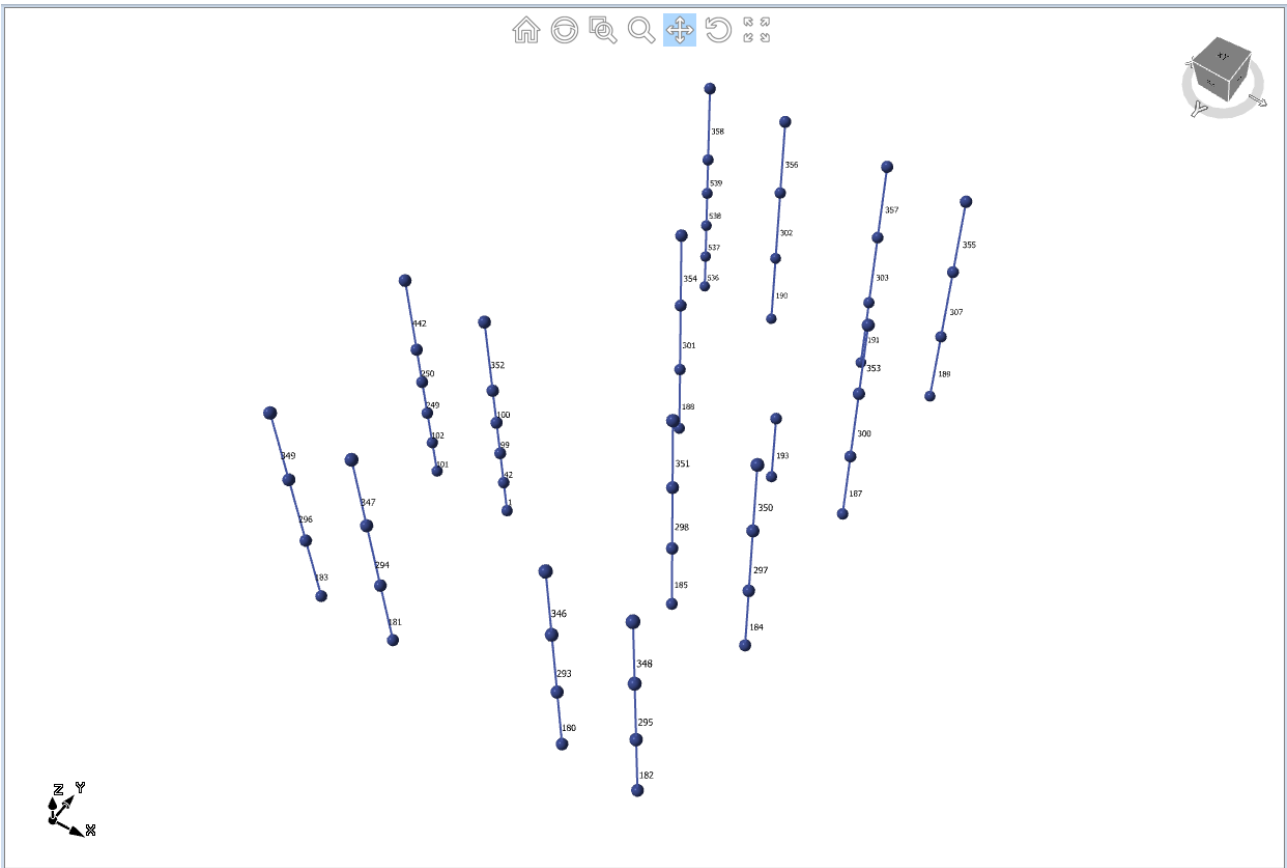
Le verifiche sulle strutture esistenti sono state condotte in accordo alle regole del capitolo 4 delle NTC2018 per gli elementi in c.a. Per le successive verifiche si assumeranno l'asse X e l'asse Y coincidenti con le direzioni assunte nel modello di calcolo. Le direzioni 2 e 3 invece sono riferite agli assi locali degli elementi.

Si riporta di seguito una schermata del software di calcolo, rappresentante la nomenclatura che verrà utilizzata di seguito per fare riferimento agli elementi strutturali nel riportare le verifiche.

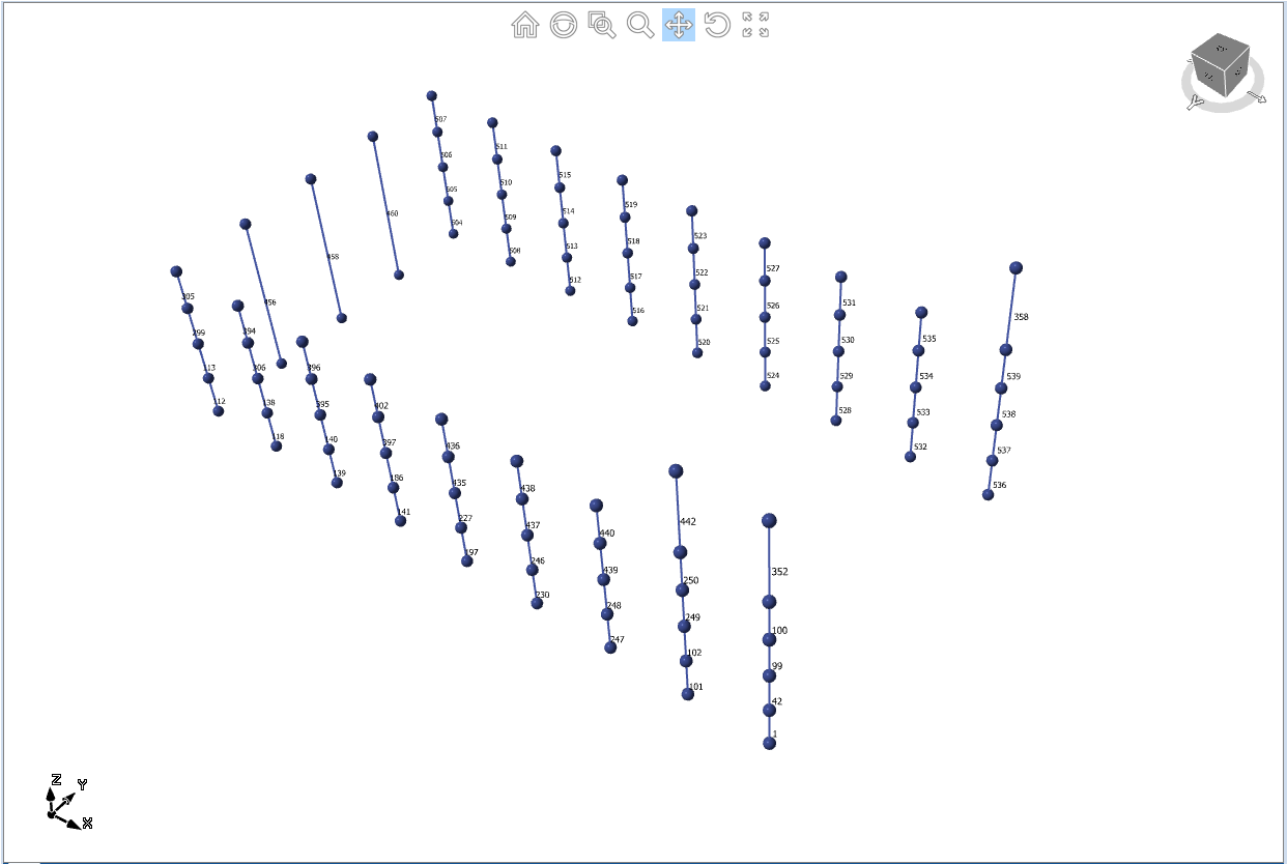


*Nomenclatura pilastri oggetto di verifica – CORPO A*





Nomenclatura pilastri oggetto di verifica – CORPO B



Nomenclatura pilastri oggetto di verifica – CORPO C (palestra)

### 3.1 VERIFICHE ELEVAZIONI

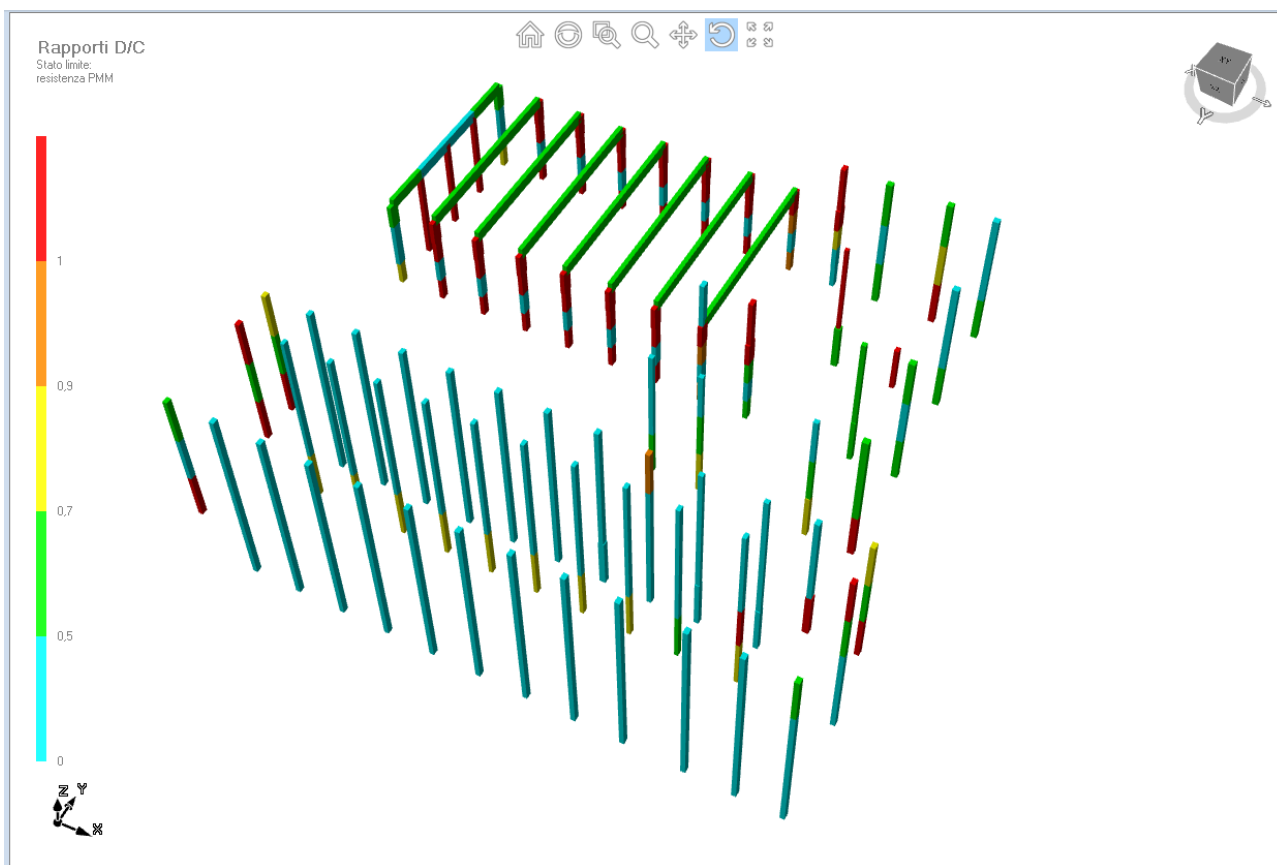
Per quanto riguarda gli elementi verticali si riportano di seguito le seguenti verifiche:

- verifica di resistenza allo stato limite ultimo (pressoflessione, taglio).

#### 3.1.1 VERIFICHE PILASTRI

Relativamente allo stato limite ultimo, si riportano le verifiche a pressoflessione della combinazione sismica più gravosa di tutti i pilastri eseguite mediante il software di elevata affidabilità "VIS". Le combinazioni sismiche fanno riferimento allo spettro sismico di progetto, ovvero  $a_g = 0.0512$  e  $T_R = 949$  anni.

Di seguito si riporta l'output grafico che mostra il tasso di sfruttamento degli elementi della struttura. In particolare, si individuano dei coefficienti variabili da 0 a 1 dove con 0 si indica che l'elemento risulta non sollecitato, mentre con il valore unitario che lo stesso è sollecitato per il suo valore massimo di resistenza. Parallelamente al coefficiente di sfruttamento, il software evidenzia in colore rosso tutti gli elementi che non risultano in grado di sopportare la sollecitazione.

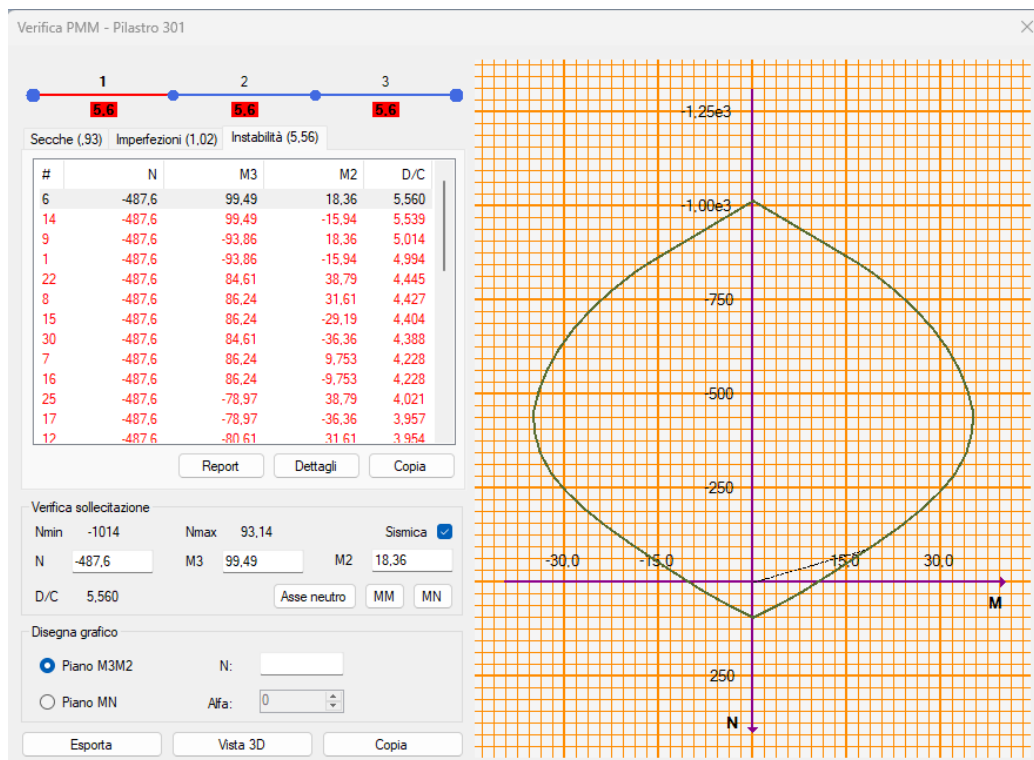


*Output grafico tassi di sfruttamento a pressoflessione dei pilastri*

In particolare, si riporta la verifica esplicita dei due elementi più sollecitati.

PILASTRO 25x25 cm

- Pilastro n°301
- Dimensioni = 25 x 25 cm
- Combinazione: SLVXy
- Armatura = 4 $\phi$ 10

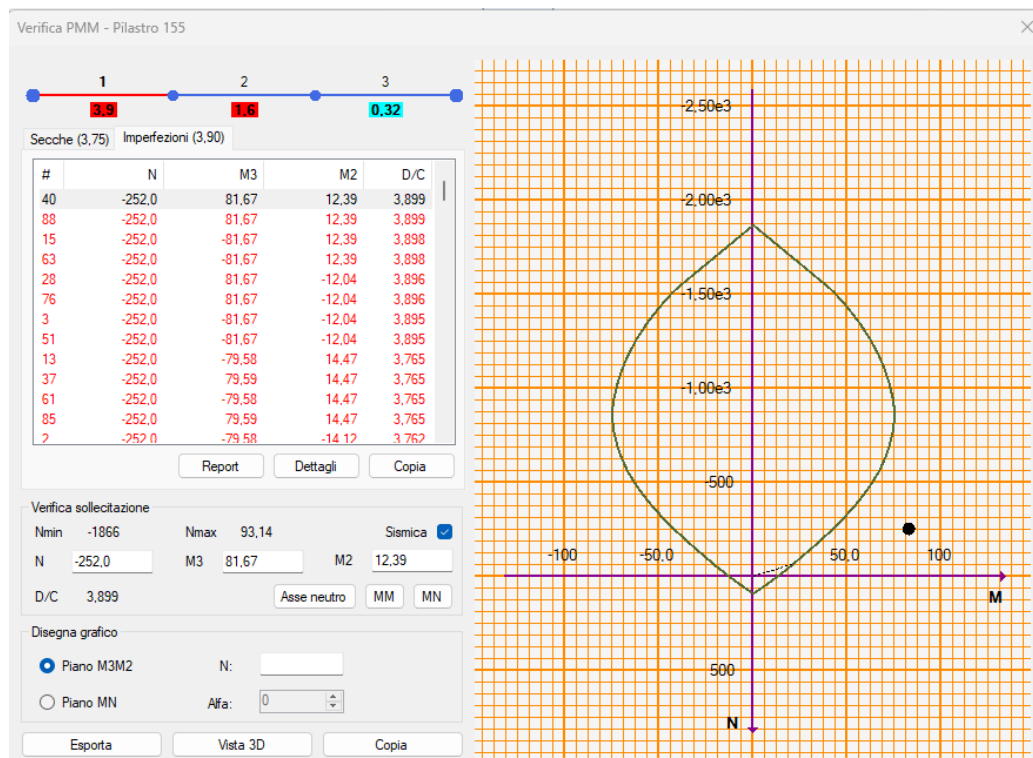


Verifica a pressoflessione - dominio di interazione M-N

La verifica a pressoflessione deviata risulta NON soddisfatta. In particolare, si ha un rapporto tra la domanda e la capacità resistente pari a 5.56.

PILASTRO 30x40 cm

- Pilastro n°155
- Dimensioni = 30 x 40 cm
- Combinazione: SLVXy
- Armatura = 4 $\phi$ 10



Verifica a pressoflessione - dominio di interazione M-N

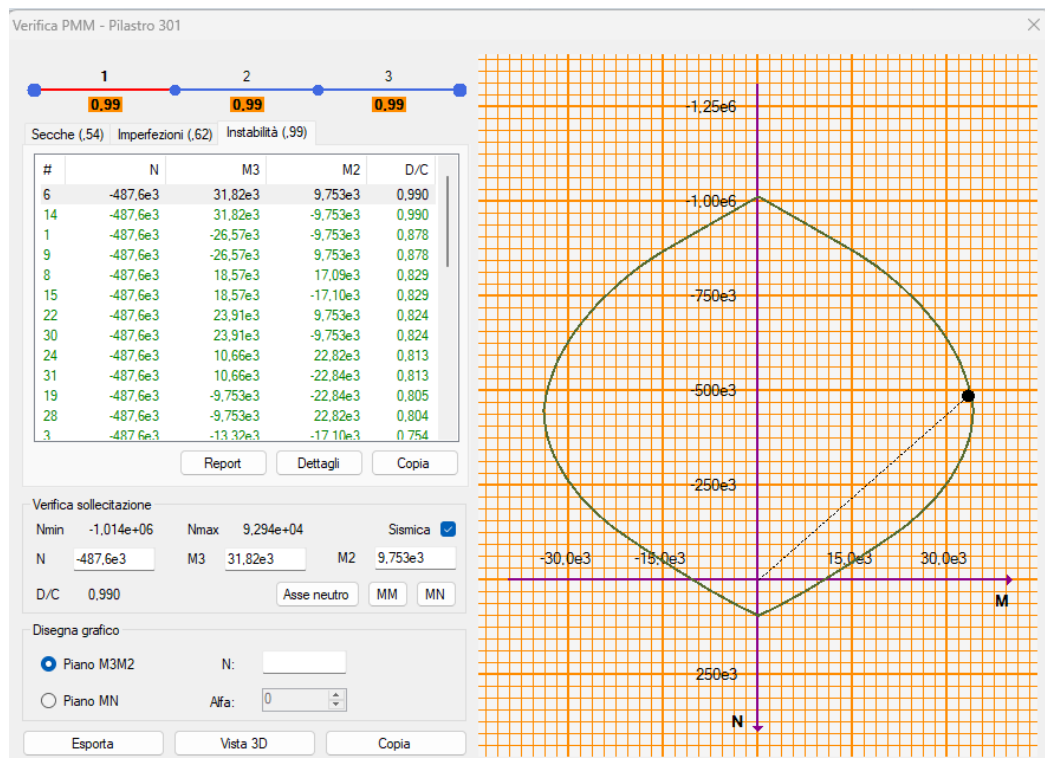
La verifica a pressoflessione deviata risulta NON soddisfatta. In particolare, si ha un rapporto tra la domanda e la capacità resistente pari a 3.899.

Riducendo l'accelerazione al suolo  $a_g$  ad un valore di 0.017 g ( $T_R = 36$  anni) si ottiene l'azione sismica massima alla quale l'elemento più sfruttato dell'edificio risulta verificato a pressoflessione.

Si riporta la verifica del pilastro più sollecitato con questa nuova azione sollecitante.

#### PILASTRO 25x25 cm

- Pilastro n°301
- Dimensioni = 25 x 25 cm
- Combinazione: PMM\_TR=0036\_YX
- Armatura = 4 $\phi$ 10



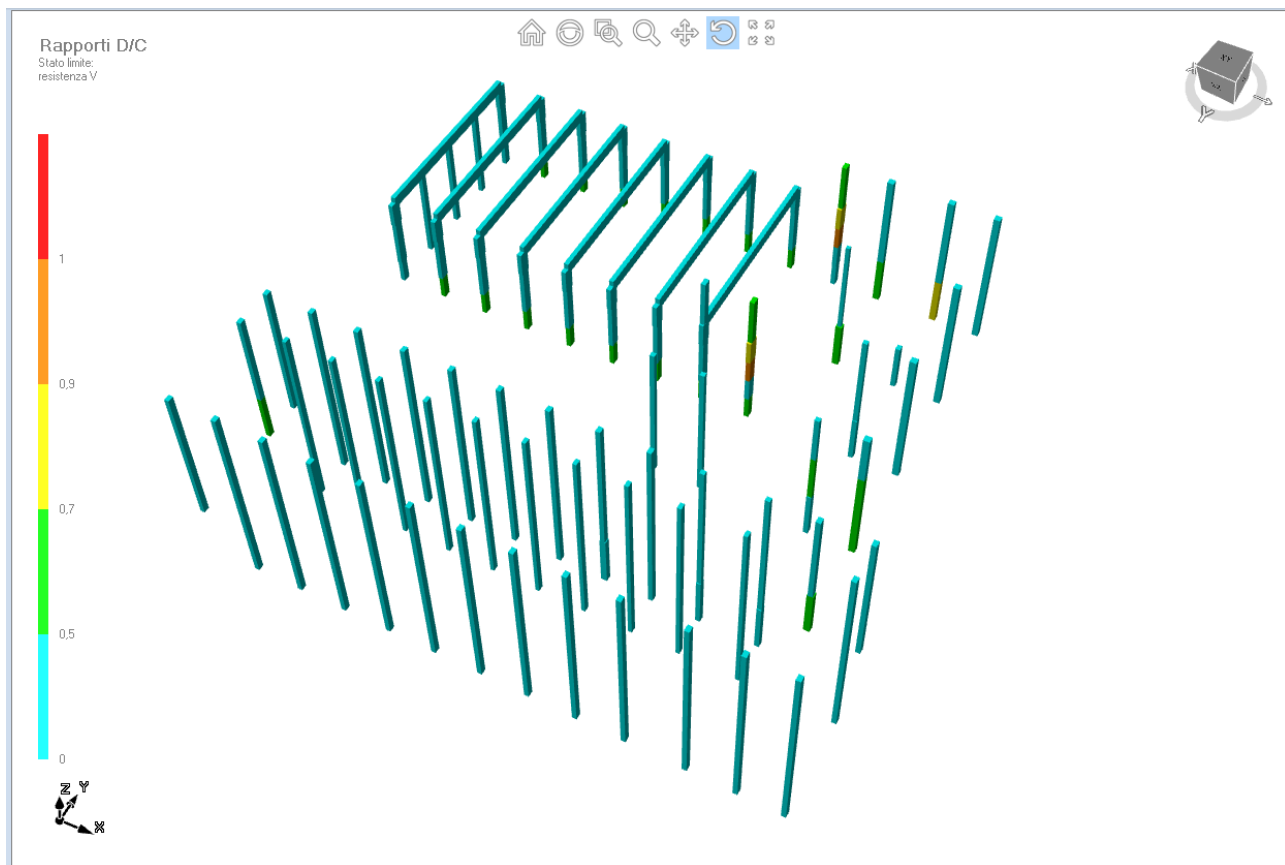
Verifica a pressoflessione - dominio di interazione M2-M3

La verifica a pressoflessione deviata risulta soddisfatta. In particolare, si ha un rapporto tra la domanda e la capacità resistente pari a 0.988.

## VERIFICA A TAGLIO

Relativamente allo stato limite ultimo, si riportano nel Capitolo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata**. "Appendice" della presente relazione le verifiche a taglio della combinazione più gravosa di tutti i pilastri eseguite mediante il software di elevata affidabilità "VIS". Le combinazioni sismiche fanno riferimento allo spettro sismico di progetto, ovvero  $a_g = 0.052$  e  $T_R = 712$  anni.

Di seguito si riporta l'output grafico che mostra il tasso di sfruttamento degli elementi della struttura. In particolare, si individuano dei coefficienti variabili da 0 a 1 dove con 0 si indica che l'elemento risulta non sollecitato, mentre con il valore unitario che lo stesso è sollecitato per il suo valore massimo di resistenza. Parallelamente al coefficiente di sfruttamento, il software evidenzia in colore rosso tutti gli elementi che non risultano in grado di sopportare la sollecitazione.

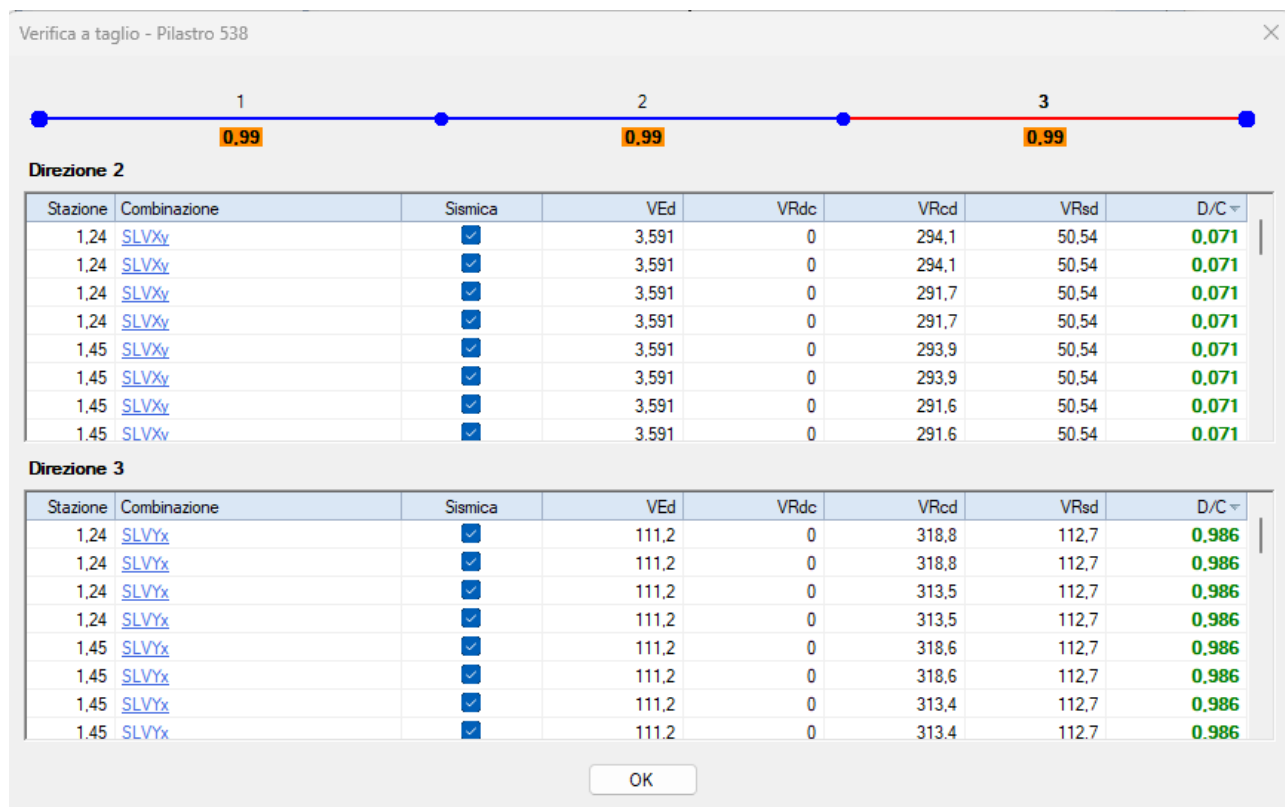


*Output grafico tassi di sfruttamento a taglio dei pilastri*

Di seguito si riporta la verifica esplicita dell'elemento più sollecitato.

PILASTRO 30xVAR 50-75 cm

- Pilastro n°538
- Direzione 2
- Dimensioni = 30 x 62 cm
- Combinazione: SLVYx
- Armatura staffe =  $\phi$  8 / 30 (2 bracci)



Verifica a taglio pilastro in esame

$V_{ed}$  è minore del minimo tra  $V_{rzd}$  e  $V_{rsd}$ . La verifica a taglio risulta soddisfatta. In particolare, si ha un rapporto tra la domanda e la capacità resistente di 0.986.

### 3.2 VERIFICA DI SCORRIMENTO PIANO DI FONDAZIONE

Come anticipato nell'introduzione, la verifica di vulnerabilità sismica può essere riferita alle sole strutture in elevazione qualora si possano escludere fenomeni di instabilità globale, cedimenti/ribaltamenti/scorrimenti della struttura e liquefazione del terreno. Le analisi visive condotte durante il rilievo in situ ed i dati riportati nella relazione geologica escludono tutte le suddette problematiche ad eccezione della verifica di scorrimento in condizioni sismiche, per le quali in questo capitolo verrà eseguita una verifica analitica.

La verifica sarà condotta utilizzando i coeff. parziali del secondo approccio progettuale (Approccio 2) in accordo con la Circolare NTC2018 (capitolo C6.4.2.1). La combinazione prevede di applicare rispettivamente per azioni, parametri geotecnici e resistenze i coeff. indicati nei seguenti campi A1 + M1 + R3.

Per la verifica riportata nella presente relazione, i valori moltiplicativi delle azioni, essendo esaminata la sola combinazione sismica, non necessitano di essere riportati. I coeff. sui parametri geotecnici sono assunti unitari (tab 6.2.II NTC2018) ed il coeff. di sicurezza assunto è pari a 1.1 (tab. 6.4.I NTC2018).

Inoltre, a vantaggio di sicurezza, i successivi calcoli saranno eseguiti senza considerare il peso della fondazione.

Nello stato limite ultimo di tipo geotecnico riguardante il collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla risultante delle forze di direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, la resistenza può



essere calcolata come il prodotto tra l'azione verticale nella medesima combinazione delle azioni e il coeff. di attrito tra il terreno e il manufatto in calcestruzzo.

$$V_d \leq \frac{N_d \cdot \tan(\varphi'_k)}{\gamma_R}$$

In cui:

- $V_d$ : forza orizzontale, nel caso specifico si assume il taglio alla base in combinazione SLV calcolato dalla composizione delle due forze ortogonali;
- $N_d$ : forza verticale al piano superiore di fondazione. Nel caso in oggetto è assunta secondo la combinazione SLV;
- $\tan(\varphi'_k)$ : tangente dell'angolo di attrito all'interfaccia terreno - fondazione. Nel caso in esame assunto pari a 0.2.
- $\gamma_R$ : coeff. di sicurezza assunto pari a 1.1 per la verifica a scorrimento.

Si riporta in seguito la verifica:

- $V_{dX} = 865 \text{ kN}$
- $V_{dY} = 1053 \text{ kN}$
- $V_d = (V_{dX}^2 + V_{dY}^2)^{1/2} = 1362 \text{ kN}$
- $N_d = 25705 \text{ kN}$

La disuguaglianza risulta soddisfatta:

$$V_d = 1362 \text{ kN} \leq \frac{N_d \cdot \tan(\varphi'_k)}{\gamma_R} = 4673 \text{ kN}$$

#### 4 VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

La valutazione della sicurezza può essere espressa da due indicatori di rischio: il primo è dato dal rapporto fra la capacità e la domanda della struttura in termini di accelerazione al suolo (PGA), il secondo è espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica (TR).

La capacità di una struttura è definita come l'entità dell'azione sismica sostenibile, ovvero l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle norme, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali. L'entità dell'azione sismica attesa al sito è denominata domanda. Entrambe, capacità e domanda, sono state considerate per lo stato limite denominato SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) e SLO (Stato Limite di Operatività).

Considerando ad esempio lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, la capacità in termini di accelerazione è così denominata:

$$PGA_{CLV} = a_g \cdot S$$

Dove:

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale che produce l'insieme di forze sismiche per le quali le verifiche strutturali prescritte dalle NTC2018 risultano soddisfatte;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito.

La domanda, ovvero l'entità dell'azione sismica attesa dal sito, è pari a:

$$PGA_{DLV} = a_g \cdot S$$

Dove:

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale attesa, funzione delle coordinate del sito, del periodo di riferimento  $V_R$  e dello stato limite considerato;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito.

L'indicatore di rischio in termini di accelerazione al suolo è dato da:

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}}$$

L'indicatore di rischio in termini di periodi di ritorno è dato da:

$$\alpha_{UV} = \left( \frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}} \right)^a$$

Dove:

- $TR_{CLV}$  è il periodo di ritorno corrispondente all'accelerazione  $a_g$  che determina la capacità della struttura;
- $TR_{DLV}$  è il periodo di ritorno corrispondente all'accelerazione attesa del sito;
- $a$  è un coefficiente normalmente assunto pari a 0.41. In questo caso, per una maggiore accuratezza, si utilizzerà un valore di 0.34 tipicamente usato in caso di accelerazioni di bassa intensità.

## 5 DETERMINAZIONE DEGLI INDICATORI DI RISCHIO

Nel presente paragrafo verranno determinati gli indicatori di rischio, sia in termini di accelerazione al suolo che in termini di periodo di ritorno, per ogni stato limite considerato, mediante la procedura esposta in precedenza.

### 5.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) e STATO LIMITE DI OPERATIVITA' (SLO)

#### 5.1.1 CAPACITÀ IN TERMINI DI ACCELERAZIONE AL SUOLO ( $PGA_{CLV} / PGA_{CLO}$ )

Le verifiche di resistenza eseguite per gli elementi strutturali in elevazione risultano soddisfatte considerando le seguenti percentuali dell'azione sismica prevista dalle NTC2018:

- Flessione o pressoflessione elementi in c.a.: 33%
- Taglio elementi in c.a.: 100%

Facendo variare la vita nominale della struttura e di conseguenza lo spettro di risposta utilizzato per le analisi fino ad ottenere l'azione sopportabile dalla struttura si ottengono i seguenti valori di accelerazione orizzontale su suolo rigido:

Flessione o pressoflessione elementi in c.a.

$$a_g = 0.017 \text{ g}$$

Taglio elementi in c.a.

$$a_g = 0.061 \text{ g}$$

Spostamento (SLO)

$$a_g = 0.015 \text{ g}$$

Le corrispondenti accelerazioni di picco del terreno risultano pari a:

Flessione o pressoflessione elementi in c.a.

$$PGA_{CLV} = a_g \cdot S = 0.017 \cdot 1.20 = 0.0204 \text{ g}$$

Taglio elementi in c.a.

$$PGA_{CLV} = a_g \cdot S = 0.061 \cdot 1.20 = 0.0732 \text{ g}$$

Spostamento

$$PGA_{CLO} = a_g \cdot S = 0.015 \cdot 1.20 = 0.018 \text{ g}$$

#### 5.1.2 CAPACITÀ IN TERMINI DI PERIODO DI RITORNO ( $TR_{CLV}$ )

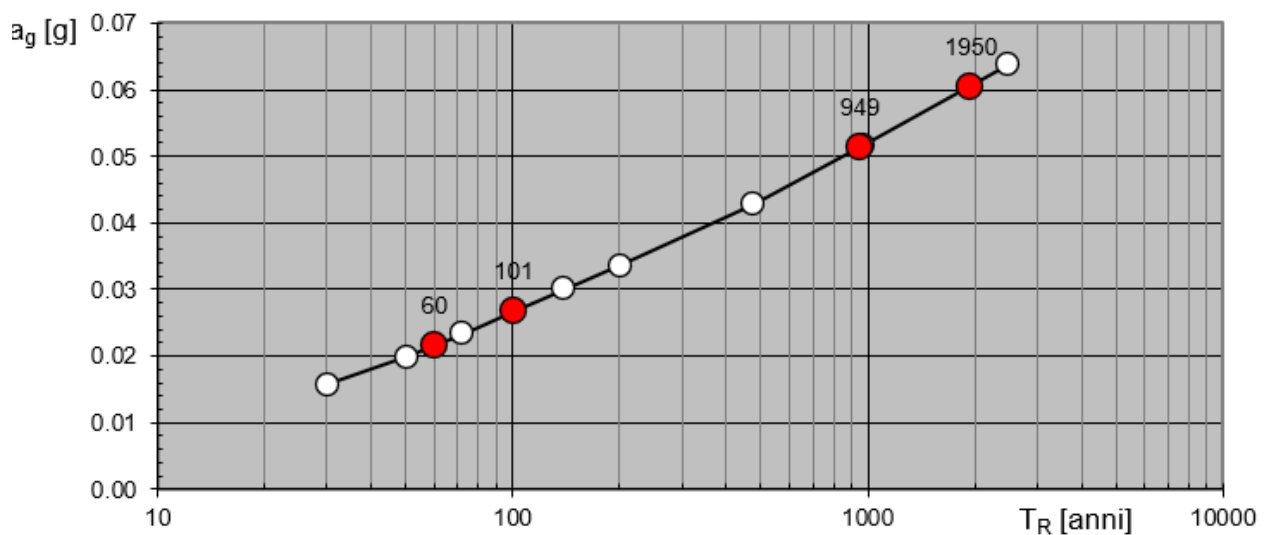
In funzione delle coordinate del sito, i parametri per il calcolo dell'azione sismica assumono i seguenti valori:

Per il sito in esame, i parametri per il calcolo dell'azione sismica assumono i seguenti valori:

| STATO<br>LIMITE | $T_R$<br>[anni] | $a_g$<br>[g] | $F_0$<br>[-] | $T_c^*$<br>[sec] |
|-----------------|-----------------|--------------|--------------|------------------|
| SLO             | 60              | 0.022        | 2.553        | 0.180            |
| SLD             | 101             | 0.027        | 2.611        | 0.209            |
| SLV             | 949             | 0.051        | 2.743        | 0.301            |
| SLC             | 1950            | 0.060        | 2.842        | 0.317            |

*Parametri per il calcolo dell'azione sismica*

Il seguente grafico, in scala logaritmica, mostra l'andamento dell'accelerazione  $a_g$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$ :



*Valori dell'accelerazione  $a_g$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$*

I tempi di ritorno associati alle accelerazioni  $a_g$  esposte in precedenza risultano:

Flessione o pressoflessione elementi in c.a.

$$TR_{CLV} = 36 \text{ anni}$$

Taglio elementi in c.a.

$$TR_{CLV} = 2069 \text{ anni}$$

Spostamento (SLO)

$$TR_{CLO} = 28 \text{ anni}$$

**5.1.3 DOMANDA IN TERMINI DI ACCELERAZIONE AL SUOLO ( $PGA_{DLV} / PGA_{DLO}$ )**

La domanda del sito in termini di accelerazione al suolo è pari a:

$$PGA_{DLV} = a_g \cdot S = 0.0512 \cdot 1.5 = 0.0768 \text{ g}$$

$$PGA_{DLO} = a_g \cdot S = 0.0215 \cdot 1.5 = 0.03225 \text{ g}$$

**5.1.4 DOMANDA IN TERMINI DI PERIODO DI RITORNO ( $TR_{DLV} / TR_{DLO}$ )**

Il periodo di ritorno per lo stato limite SLV è pari a:

$$TR_{DLV} = 949 \text{ anni}$$

Il periodo di ritorno per lo stato limite SLO è pari a:

$$TR_{DLO} = 60 \text{ anni}$$

**5.1.5 INDICATORI DI RISCHIO PER LO STATO LIMITE SLV ( $\alpha_{UV}$ ) E PER LO STATO LIMITE SLO ( $\alpha_{UO}$ )**

Flessione o pressoflessione elementi in c.a.

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = \frac{0.0255}{0.0768} = 0.3320 = 33.20 \%$$

$$\alpha_{UV} = \left( \frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}} \right)^a = \left( \frac{36}{949} \right)^{0.34} = 0.3287 = 32.87 \%$$

Taglio elementi in c.a.

$$\alpha_{UV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = \frac{0.0915}{0.0768} = 1.19 = 100 \%$$

$$\alpha_{UV} = \left( \frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}} \right)^a = \left( \frac{2069}{949} \right)^{0.34} = 1.30 = 100 \%$$

Spostamento

$$\alpha_{UO} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLO}} = \frac{0.0225}{0.03225} = 0.6977 = 67.77 \%$$

$$\alpha_{UO} = \left( \frac{TR_{CLV}}{TR_{DLO}} \right)^a = \left( \frac{28}{60} \right)^{0.34} = 0.6187 = 61.87 \%$$

Tenuto conto del valore degli indici di rischio determinati, la verifica sismica allo SLV e allo SLO risultano NON soddisfatte.

## 6 CONCLUSIONI

Alla luce della modellazione strutturale e delle analisi svolte, la verifica di vulnerabilità sismica non risulta soddisfatta, in riferimento ai requisiti previsti per un edificio di nuova costruzione. In particolare, la struttura allo stato di fatto è in grado di sopportare un sisma con un'intensità di circa il 33% del sisma di progetto per un edificio di nuova costruzione.

| <u>STATO DI FATTO</u>  |
|--|
| <b>SLV</b>   |
| <b><math>\zeta_E</math> = indicatore di rischio = 0.33</b>                     |
| <b>Spettro sismico = 33%</b>   |
| <b><math>\alpha_g</math> = accelerazione al suolo di riferimento = 0.017 g</b> |

Santa Cristina e Bissone (PV), 22 marzo 2024

ALMA Ingegneria S.r.l.

Ing. Marco Rizzi

