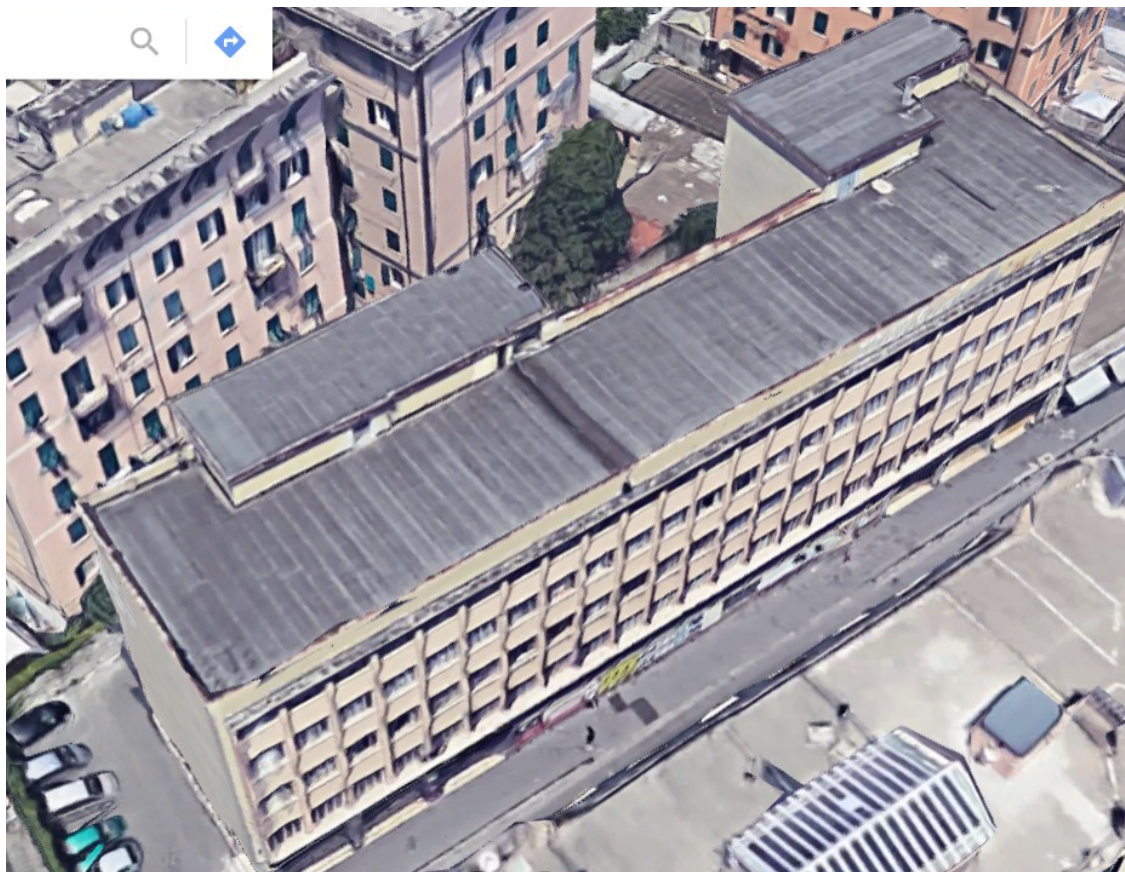




## CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE SVILUPPO ECONOMICO E SOCIALE

SERVIZIO EDILIZIA



VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA E PROGETTO DI  
FATTIBILITA' PER ADEGUAMENTO SISMICO DEL COMPLESSO  
SCOLASTICO *MONTALE* SITO IN GENOVA-VIA ARCHIMEDE 42-44-46

**MONTALE-R07-PROGETTO FATTIBILITA'-RELAZIONE SULLE STRUTTURE**

GENOVA, GIUGNO 2018

Il Tecnico Incaricato

## INDICE GENERALE

1. PREMESSA.....	2
2. DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE .....	2
3. CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA AI FINI DELL'AZIONE SISMICA.....	5
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI .....	7
5.1. OPERE ESISTENTI.....	7
5.2. OPERE A PROGETTO.....	7
6. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	8
7. MODELLAZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE.....	18
8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO.....	22
9. VERIFICHE NUMERICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	26
9.1. VERIFICHE ANALITICHE PER LE AZIONI STATICHE.....	26
9.2. VERIFICHE ANALITICHE PER LE AZIONI SISMICHE.....	34
10. ANALISI E VERIFICHE CON CODICI DI CALCOLO (§10 NTC 2018).....	45
10.1. CODICE DI CALCOLO ADOTTATO.....	45
10.2. AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI.....	46

### 1. **PREMESSA**

---

Nell'ambito dell'incarico conferito dalla Città Metropolitana di Genova con Ordine di Servizio del 20/04/2018 a firma del R.U.P. Ing. Gianni Marchini, nella presente relazione si riportano i calcoli preliminari delle strutture previste dal Progetto di Fattibilità per adeguamento sismico - ai sensi del D.M. 17.01.2018 *Norme tecniche per le costruzioni* - del plesso scolastico di cui in epigrafe.

### 2. **DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE PROGETTUALE**

---

La soluzione progettuale prevede l'esecuzione dei seguenti interventi:

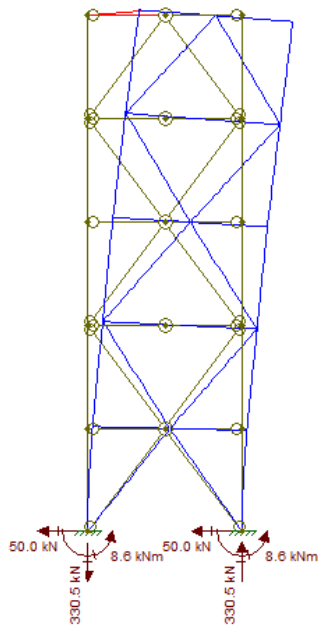
1. realizzazione di telai metallici sismo-resistenti con controventi concentrici a "V", disposti prevalentemente all'esterno e costituiti da colonne in profilo tubolare, travi in profilo a doppio C rese solidali ai solai esistenti con barre inghisate in cordoli di c.a., diagonali di controvento in profilo tubolare;
2. fondazione dei telai sismo-resistenti su micropali rivestiti di diametro reso 160 mm (per i telai interni, data la necessità di operare con macchine trivellatrici di peso ridotto previa posa di lamiera o impalcati metallici per il transito sui campi del 1° solaio) o 220 mm (per i telai esterni);

3. cordoli di testa dei micropali in c.a. eseguiti a fianco alla nervatura delle travi di fondazione esistenti e collegati alla nervatura stessa con barre inghisate;
4. collegamento dei plinti isolati di fondazione con travi in c.a. di sezione 30x70 cm, collegate alle nervature delle travi di fondazione esistenti con barre inghisate;
5. rinforzo dei pilastri in c.a. esistenti strutturalmente coinvolti dal funzionamento dei telai sismo-resistenti mediante ringrosso della sezione in c.a. o cerchiatura metallica con profili angolari disposti sui quattro spigoli e piatti metallici di confinamento: si prevede la finitura delle facce interne dei pilastri con intonaco di caratteristiche REI 60;
6. rinforzo pilastri svasati di accesso ai porticati del prospetto EST (pilastri 1, 3, 5, 7, 19, 21, 23, 25), con adeguamento della sezione in c.a. alle stesse dimensioni della trave soprastante (130x50 cm) ed armatura tale da rispettare la Gerarchia delle Resistenze rispetto a detta trave: cerchiatura metallica analoga al punto precedente atta a ricevere le sollecitazioni dei telai sismo-resistenti soprastanti;
7. rinforzo delle campate di travi soprastanti i pilastri svasati (travi P.B. e P.C. del 2° solaio) mediante cerchiatura metallica analoga ai punti precedenti, atta a ricevere le sollecitazioni dei telai sismo-resistenti soprastanti;
8. irrigidimento dei telai trave-pilastro nelle campate di travi comprese tra le predette P.B. e P.C. (travi P1 e P2 del 2° solaio), mediante travi metalliche in profilo tubolare;
9. rinforzo dei pilastri del 1° e 2° ordine che presentano una *domanda* a compressione superiore al 65% (§7.4.4.1.2 NTC) con cerchiatura metallica;
10. rinforzo a taglio con cerchiatura metallica delle travi di pianerottolo TR 12bis e TR 2bis per contrastare l'azione sismica delle travi di pianerottolo TR P che vi poggiano in falso;
11. eliminazione del giunto di dilatazione tra il corpo SUD ed il corpo centrale-NORD mediante cuciture armate dei cordoli di solaio e dei pilastri posti sulle due facce del giunto e getto di malta tixotropica antiritiro Rck 30 a saturazione del giunto tra i solai e (debitamente armata) a placcaggio dei pilastri;
12. rinforzo a taglio di nodi, pilastri e travi nei nodi trave-pilastro perimetrali, non confinati da travi e solai, mediante incamiciatura metallica. Negli schemi grafici seguenti vengono riportate le fasi esecutive per un nodo perimetrale intermedio, per quello d'angolo occorrerà una seconda piastra sull'altra faccia non confinata;
13. adeguamento statico del 1° solaio nel corpo centrale (locale palestra) al carico variabile previsto per la destinazione d'uso dalla normativa vigente (5 kN/m<sup>2</sup>), mediante cappa estradossale in cls alleggerito armata con rete elettrosaldata e solidarizzata al solaio esistente mediante connettori metallici;
14. adeguamento statico a flessione e taglio delle travi del 1° solaio TR 18 mediante incamiciatura metallica, e solidarizzazione delle travi del 1° solaio P1 e P2 alle sottostanti travi di fondazione;

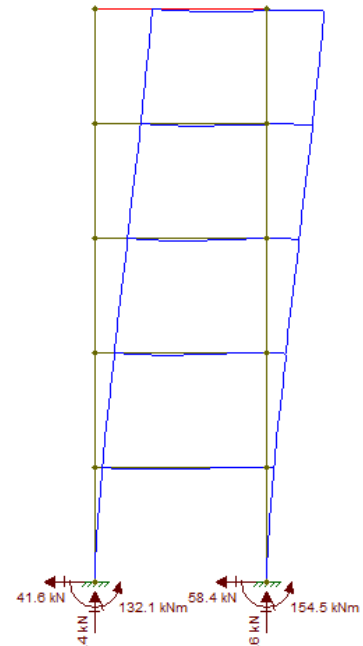
15. realizzazione nel 2° solaio del corpo SUD di trave A tra i pilastri 19 e 65, per garantire una rigidezza del campo di solaio analoga a quella dei solai soprastanti (in cui detta trave è presente);
16. irrigidimento dei telai longitudinali trave-pilastro del casotto corpo SUD, mediante posa di due travi metalliche HEA 300 all'intradosso del solaio di copertura a collegamento dei pilastri 64 e 65 con il setto vano corsa ascensore;
17. integrazione del telaio trave-pilastro del casotto corpo NORD, mediante posa di colonna e trave metallica HEA 300 per garantire il corretto trasferimento delle azioni sismiche al telaio sismo-resistente posto in aderenza;
18. controventamento dei solai STIMIP nella direzione debole, operando all'intradosso mediante travi metalliche in profilo a C ancorate con tasselli chimici ai travetti di solaio esistenti e diagonali in barre piene;
19. presidio allo sfondellamento dei solai mediante ancoraggio con tasselli chimici ai travetti di solaio esistenti di controsoffitto strutturale (vedere schema grafico seguente) avente le seguenti caratteristiche prestazionali (da certificare dopo la posa in opera): REI 60, resistenza flessionale almeno 160 kg/m<sup>2</sup>, resistenza a strappo dei tasselli di almeno 150 kg;
20. presidio al ribaltamento delle murature interne, mediante collegamento delle stesse a travi e pilastri in c.a. con intonaco strutturale certificato EN 998 a base di pura calce nhl 3.5, rete biassiale in fibra naturale di basalto e barre elicoidali certificate en 845-1/2008 in acciaio inox aisi 316, secondo gli schemi grafici allegati. Il collegamento con le travi in spessore andrà garantito risvoltando la rete sul fondello della trave come indicato nell'ultima figura;
21. presidio al ribaltamento delle murature perimetrali, mediante collegamento delle stesse tra di loro ed alle travi e pilastri in c.a. con barre elicoidali diametro 10 mm certificate en 845-1/2008 in acciaio inox aisi 316, secondo gli schemi grafici seguenti;
22. applicazione di intonaco REI 60 per la protezione di travi e pilastri laddove non siano rispettate le distanze minime tra le barre di armatura e le superfici esposte all'incendio (superficie stimata 1000 m<sup>2</sup>);
23. sostituzione vetrate serramenti esterni ed U-glass interni con vetri di sicurezza stratificati.

Il dimensionamento dei telai metallici sismo-resistenti è stato eseguito imponendo una rigidezza paragonabile a quella dei telai in c.a. di competenza, calcolata applicando in sommità ai telai una forza esplorativa pari a 100 kN.

0 m L = 3.00 m - Dx: 9.487e+000 mm Dy: 1.010e+000 mm Rz: -3.48



0 m L = 6.00 m - Dx: 6.180e+001 mm Dy: -8.645e-002 mm Rz: -2.3



Spostamento in sommità telaio metallico sismo-resistente e telaio in c.a. di uguale geometria

Per rendere maggiormente efficace il trasferimento delle azioni sismiche dai solai di piano ai telai metallici sismo-resistenti, si prevede di solidarizzare i solai alle travi dei telai mediante il getto di un cordolo in c.a. Di altezza 30 cm con barre metalliche inghisate nelle travi di bordo dei solai e serrate all'anima della trave di telaio.

### 3. CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA AI FINI DELL'AZIONE SISMICA

Nella valutazione di vulnerabilità sismica sono stati definiti i parametri di cui al D.M. 17/01/2018 che consentono la definizione dell'azione sismica: vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento.

#### Vita nominale

La vita nominale di un'opera  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla necessaria manutenzione, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Le NTC 2018 indicano nella Tab. 2.4.I i valori minimi di  $V_N$

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

Per gli edifici esistenti, riferimenti normativi precedenti (in ultimo la Circ. 619/09) correggono tale parametro in Vita nominale restante, funzione della Classe d'Uso.

## Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si classificano le strutture secondo 4 distinte classi d'uso.

### 2.4.2 CLASSI D'USO

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

*Classe 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 D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le NTC 2018 e la Circolare esplicativa delle NTC 2008 indicano per gli edifici scolastici la classe d'uso III, e la Giunta Regionale della Liguria, con Delibera 1384/2003, identifica asili nido e scuole di ogni ordine e grado come edifici "sensibili": in accordo con il R.U.P. si assume per la struttura in esame la classe d'uso III (da cui  $C_u=1,5$ ).

## Periodo di riferimento per l'azione sismica

Per ciascuno degli Stati Limite, il periodo di riferimento  $V_r=V_N \times C_u$  viene calcolato in modo da generare un'azione sismica pari a 0,8 volte l'azione sismica di progetto ( $\zeta_E=0.8$ , §8.4.3 NTC).

## 4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

---

Per le verifiche analitiche di singoli elementi strutturali riportate nella presente si fa riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare del C.S.LL.PP. n° 617 del 02/02/2009;
- D.G.R. 216/2017, che classifica il Comune di Genova (in cui si trova l'edificio in esame) in ZONA 3.

I calcoli sono eseguiti con il metodo semiprobabilistico degli STATI LIMITE.

## 5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

### 5.1. OPERE ESISTENTI

Sulla base delle prove di laboratorio eseguite, nello specchio seguente sono riassunti i valori di calcolo che possono essere assunti per cls e barre di armatura nelle verifiche con il metodo delle Tensioni Ammissibili (normativa dell'epoca) e con il metodo degli Stati Limite (normativa attuale).

**Calcestruzzo** (confezionato con cemento 680 dosato a 300 kg/m<sup>3</sup>)

Resistenza cilindrica media $f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	28,9
Tensione normale ammissibile a compressione (T.A.) $\sigma_c = f_{cm}/3$ (N/mm <sup>2</sup> )	9,6
Tensione normale di calcolo-meccanismi fragili $f_{cd} = f_{cm}/(\gamma_c \cdot FC)$ (N/mm <sup>2</sup> )	16
Tensione normale di calcolo-meccanismi duttili $f_{cd} = f_{cm}/FC$ (N/mm <sup>2</sup> )	24,1
Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30247

**Barre di armatura** (tipo Aq50)

Tensione di snervamento media $f_{ym}$ (N/mm <sup>2</sup> )	436,5
Tensione normale ammissibile a trazione $\sigma_s = 0,5f_{ym}$ (N/mm <sup>2</sup> )	218,2
Tensione normale di calcolo $f_{yd} = f_{ym}/\gamma_s FC$ (N/mm <sup>2</sup> )	316,3

### 5.2. OPERE A PROGETTO

#### ACCIAI

ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO	B450C
ACCIAIO IN RETI PER CALCESTRUZZO ARMATO	B450A
ACCIAIO PER CARPENTERIA	S275
ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI	S355

#### CONGLOMERATI CEMENTIZI

	SOTTOFONDI RIEMPIMENTI	E MICROPALI- FONDAZIONI-MURI CONTROTERRA	SOLETTE - TRAVI
CLASSE DI RESISTENZA	C18/10	C25/30	C32/40
CLASSE DI CONSISTENZA	S3	S4	S4
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC0	XC2	XC4



DIMENSIONE MASSIMA NOMINALE INERTI	32mm	10mm (PALI) 25mm(FONDAZIONI-MURI)	25mm
---------------------------------------	------	--------------------------------------	------

### Terreno di fondazione

Dalla relazione geologica a firma del Dott. Pittaluga si evincono le seguenti stratigrafia e parametri meccanici:

Riporti in materiale detritico:  $\phi=28^\circ$ ,  $\gamma=13 \text{ kN/m}^3$ ,  $E=6,2 \text{ Mpa}$ ,  $V_s=131 \text{ m/s}$

Deposito alluvionale (sabbie e ghiaie):  $\phi=39^\circ$ ,  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ ,  $E=38,1 \text{ Mpa}$ ,  $V_s=188 \text{ m/s}$

Categoria del sottosuolo (anche in base alla velocità delle onde sismiche): C

Categoria topografica: T1

Parametri di resistenza medi. Prove 1 - 2 - 3 - 4									
STRATO	Prof. massima [m da pc]	Dr [%]	$\phi'$ [°]	$\gamma$ [t/mc]	M [kg/cm <sup>2</sup> ]	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	Go [t/m <sup>2</sup> ]	Vs [m/s]	Nspt
2	3,1	53	28	1,3	37	62	3059	131	5
3	5,5	100	39	1,9	225	381	16695	188	31

Tabella 2. Principali caratteristiche medie risultanti dalle indagini svolte in sito.

Ai fini delle verifiche analitiche su singoli elementi strutturali riportate nel seguito, cautelativamente si assume che il terreno di fondazione sia costituito da riporti: per considerare l'innalzamento della falda in occasione degli eventi alluvionali, per la combinazione statica si considerano condizioni di terreno saturo ( $\gamma=11 \text{ kN/m}^3$ ).

## 6. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Il D.M. 2018 definisce le seguenti azioni (e carichi):

- PERMANENTI (G): carichi che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la cui variabilità nel tempo è talmente piccola da poterle considerare costanti.
- VARIABILI (Q): azioni che agiscono sulla struttura con valori istantanei che possono risultare molto diversi tra loro.
- ECCEZIONALI (A): azioni che si verificano molto raramente nel corso della vita utile della struttura e che si considerano incidenti – urti, esplosioni, incendi
- SISMICHE (E).

Di conseguenza sono definiti:

- $G_k$  valore caratteristico del carico permanente;
- $Q_k$  valore caratteristico dell'azione variabile;
- $\Psi_0 \cdot Q_k$  valore di combinazione dell'azione variabile;
- $\Psi_1 \cdot Q_k$  valore frequente dell'azione variabile (probabilità del 10%);



- $\Psi_2 \cdot Q_k$  valore quasi permanente dell'azione variabile (probabilità del 50%).

Ai fini della presente valutazione si distinguono ulteriormente, tra le azioni VARIABILI:

- azioni VARIABILI controllate dall'uomo (legate alle destinazioni d'uso);
- azioni VARIABILI ambientali (vento, neve, sisma, cedimenti fondali).

Si elencano di seguito i valori caratteristici delle azioni assunti per le verifiche analitiche.

### **Carichi permanenti**

#### *SAP 20+4 corrente*

Peso proprio solaio	3,4 kN/m <sup>2</sup>
Pacchetto pavimentazione	1,2 kN/m <sup>2</sup>
Tramezze	1,0 kN/m <sup>2</sup>
Totale	Gk=5,6 kN/m <sup>2</sup>

#### *SAP 20+4 volumi copertura*

Peso proprio solaio	3,4 kN/m <sup>2</sup>
Pacchetto pavimentazione	1,2 kN/m <sup>2</sup>
Totale	Gk=4,6 kN/m <sup>2</sup>

#### *SAP 20+4 rampe scale*

Peso proprio solaio	3,4 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in marmo	1,1 kN/m <sup>2</sup>
Battiscopa in marmo	0,3 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo e intonaco	2,2 kN/m <sup>2</sup>
Totale	Gk=7,0 kN/m <sup>2</sup>

#### *SAP 35+5 pianerottoli scale*

Peso proprio solaio	3,4 kN/m <sup>2</sup>
Pavimentazione in marmo	1,1 kN/m <sup>2</sup>
Battiscopa in marmo	0,3 kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo e intonaco	1,6 kN/m <sup>2</sup>
Totale	Gk=6,4 kN/m <sup>2</sup>

#### *STIMIP A 43+4*

Peso proprio solaio	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Caldana 4 cm	1,0 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento e intonaco	1,2 kN/m <sup>2</sup>

Totale

$$G_k = 4,7 \text{ kN/m}^2$$

### Carichi permanenti non strutturali

Peso proprio murature perimetrali

$$3,25 \cdot 3,0 = 9,8 \text{ kN/m}$$

Peso proprio murature divisorie aule

$$3,25 \cdot 2,4 = 7,8 \text{ kN/m}$$

### Azioni variabili controllate dall'uomo

Solai d'interpiano – aule scolastiche e accessori

$$Q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Solai d'interpiano – palestra, scale, porticati, locale serbatoi

(in conformità al progetto esecutivo strutturale)

$$Q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Solai di copertura accessibili per manutenzione

$$Q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

### Azioni variabili ambientali

Neve - Solaio di copertura

$$Q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Vento – Pressione sui prospetti per  $z=0 \div 10 \text{ m}$

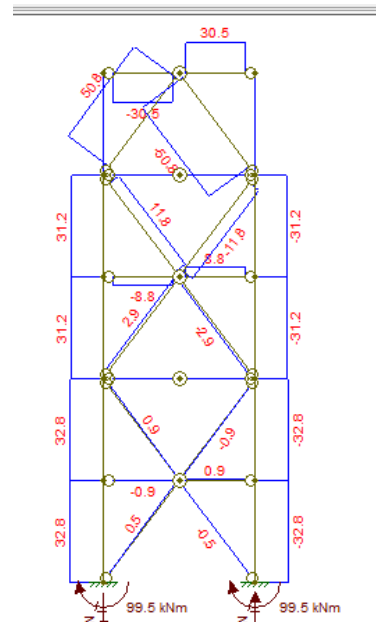
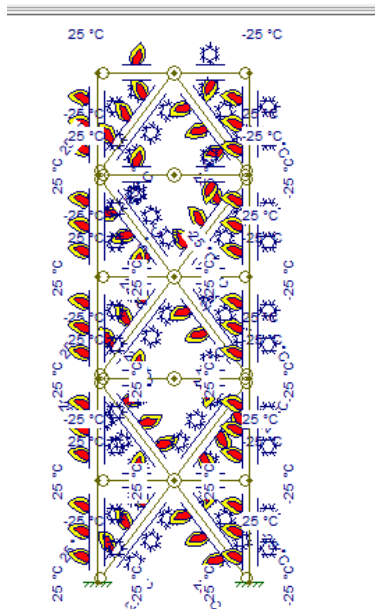
$$Q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

– Pressione sui prospetti per  $z=10 \div 20 \text{ m}$

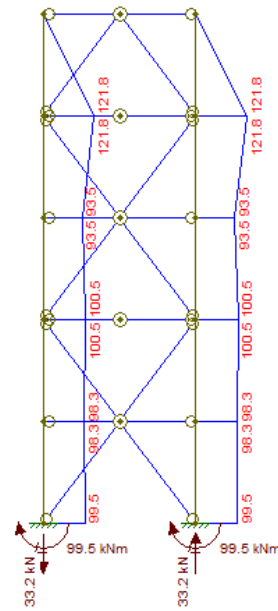
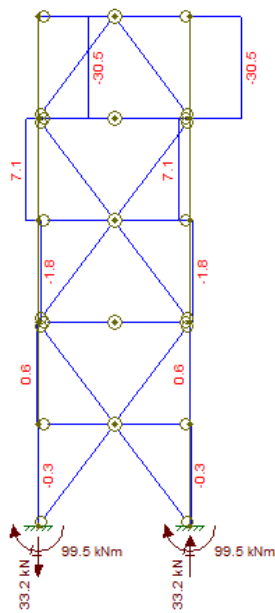
$$Q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Temperatura

Per i telai sismo-resistenti esposti, verifiche locali eseguite applicando un gradiente termico  $\pm 25^\circ\text{C}$  indicano sollecitazioni inferiori a quelle derivanti dalle altre azioni variabili: in caso di realizzazione di sistemi frangisole o a facciata continua, nelle successive fasi di progettazione sarà possibile ridurre tali sollecitazioni.



Sforzo normale generato dal gradiente termico su nuovo telaio sismo-resistente



Taglio e momento flettente generato dal gradiente termico su nuovo telaio sismo-resistente Sisma

Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta  $V_r = V_n \times C_u = 75$  anni

Si verifica la struttura nei confronti di SLV, SLD e SLO: risulta una probabilità di superamento nel periodo di riferimento rispettivamente pari a  $P_{vr} = 10\%$ , 63% e 81% ed un periodo di ritorno  $T_r = 712,5$ , 75 e 45 anni. Nel rispetto di quanto previsto per l'adeguamento sismico degli edifici scolastici, si assume  $\zeta_E = 0,8$  e di seguito si riepilogano tutti i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica, ottenuti inserendo le coordinate del sito e considerando i parametri sismici derivanti dalla mappatura della figura seguente.

**01. INSERIRE INDIRIZZO:**

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

CERCA

**02. INSERIRE PARAMETRI:**

VITA NOMINALE: 50 (anni)

VITA DI RIFERIMENTO: 40

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: 10 %

LATITUDINE: 44.40679

CLASSE DI UTILIZZO: Classe III

SPETTRO: SLV 10%

PERIODO DI RITORNO: 380 (anni)

LONGITUDINE: 8.95187


**RISULTATI:**

AG/G:	FO:	TC:
0.0656	2.53	0.28

Parametri sismici per SLV

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

**CERCA**



VITA NOMINALE: 50 (anni)

VITA DI RIFERIMENTO: 43

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: 63 %

LATITUDINE: 44.40679

CLASSE DI UTILIZZO: Classe I

SPETTRO: SLD 63%

PERIODO DI RITORNO: 43 (anni)

LONGITUDINE: 8.95187

**RISULTATI:**

AG/G:	FO:	TC:
0.0286	2.53	0.2


Amministrazione comunale più vicina: Genova  
Powered by Geonames.org

## Parametri sismici per SLD

**01. INSERIRE INDIRIZZO:**

Via Archimede, 44, 16142 Genova GE, Italia

**CERCA**



**02. INSERIRE PARAMETRI:**

VITA NOMINALE: 50 (anni)

VITA DI RIFERIMENTO: 35

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: 81 %

LATITUDINE: 44.40679

CLASSE DI UTILIZZO: Classe I

SPETTRO: SLO 81%

PERIODO DI RITORNO: 30 (anni)

LONGITUDINE: 8.95187

**RISULTATI:**

AG/G:	FO:	TC:
0.0241	2.53	0.19

## Parametri sismici per SLO

### TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI SISMICI

Nome dell'archivio di lavoro  
Tipo di struttura  
Tipo di analisi  
Tipo di soluzione  
Unità di misura delle forze  
Unità di misura delle lunghezze  
Normativa  
**NORMATIVA**  
Vita nominale costruzione  
Classe d'uso costruzione  
Vita di riferimento  
Luogo  
Categoria del suolo  
Fattore topografico

### MONTALE\_PROGETTO\_CERNIERE

Nello Spazio  
Statica e Dinamica  
Lineare  
kg  
cm  
NTC-2018  
50 anni  
III  
75 anni  
Genova - Via Archimede 44  
C  
1

### PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	Ss	CC	Pga (ag/g*S)
SLO	30	0,0233	2.53	0,19	1.50	1.78	0,035
SLD	43	0,0286	2.55	0,2	1.50	1.72	0.0429
SLV	380	0,0656	2.53	0,28	1.50	1.57	0,0984
SLC	770	0,0843	2.52	0,29	1.50	1.56	0.1265

TR utilizzato nel progetto	380 anni (SLV)
Comportamento strutturale	Dissipativo in elevazione, non dissipativo in fondazione

### STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	10
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	Qor=1.6 Dissipativo, Q=1,06 non dissipativo
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Periodo proprio T1 in direzione X	0.829
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.847

### PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente
Fattore di struttura qv per sisma verticale	1.5
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
$\lambda$	0.3
$\mu$	0.3

Il fattore di struttura q per tenere conto della capacità di dissipare energia, deve essere valutato a mezzo della seguente espressione:

$$q = q_0 k_r = 1,6$$

dove

$q_0$  è il valore base del coefficiente di comportamento, in dipendenza della tipologia strutturale;

$k_r$  dipende dalla regolarità strutturale in altezza ed in pianta;

- $q_0 = 2$  per struttura resistente al sisma in telai metallici con controventi concentrici a "V" e classe di duttilità bassa;
- $k_r = 0,8$  per struttura non regolari in altezza (incremento di rigidezza dal piano terra al piano secondo nel corpo centrale > 10%).

### Azioni eccezionali-Incendio

Per la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto andrà garantito il livello di prestazione III (§3.6.1.2 NTC 2018), cui si può far corrispondere una classe di resistenza al fuoco REI 60: ciò significa, applicando le tabelle di cui allegato D del D.M. 16.02.2007, garantire le seguenti geometrie: a) solai: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 30 mm, spessore minimo 200 mm; b) travi: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 40 mm per travi di larghezza 120 mm, 35 mm per travi di larghezza 160 mm, 30 mm per travi di larghezza 200 mm; c) pilastri: distanza minima tra l'asse delle armature e la superficie esposta 45 mm per pilastri di lato minimo 250 mm, 40 mm per pilastri di lato minimo 350 mm. Ove tali misure non sono garantite andrà applicato un intonaco REI 60: a livello preliminare si stima forfettariamente la necessità di applicare 1000 m<sup>2</sup> di intonaco REI 60, fatta salva una migliore definizione nei successivi livelli di progettazione.

## Azioni eccezionali-Urti

Per strade urbane l'azione orizzontale caratteristica da considerare per simulare l'urto di un veicolo (§3.6.3.3 NTC 2018) è pari a 500 kN in direzione parallela alla strada, 250 kN in direzione perpendicolare alla strada, ad altezza 125 cm dal piano di marcia. I pilastri del piano terra che fronteggiano via Archimede, a seguito dell'incremento di sezione, saranno dimensionati per sopportare tali azioni orizzontali.

Per contemplare tutte le azioni descritte sopra, nel modello sono stati inseriti i seguenti codici di carico

### Carico distribuito con riferimento globale Z

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. nerz.	Aliq. inerz. SLD
murature perimetrali	6	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
murature aule	7	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.024000	0.000	-0.024000	0.000	1.0000	1.0000
murature perimetrali PT	11	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.072000	0.000	-0.072000	0.000	1.0000	1.0000

### Carico distribuito con riferimento globale Y, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. nerz.	Aliq. inerz. SLD
Vento y+ 0-10 m	13	Condizione 3	Variable: Vento	0.008000	0.000	0.008000	0.000	0.0000	0.0000
Vento y+ 10-20 m	14	Condizione 3	Variable: Vento	0.010000	0.000	0.010000	0.000	0.0000	0.0000

### Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq. nerz.	Aliq. inerz. SLD
Categoria C1 - Ospedali, ristoranti, banche, scuole	1	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	0.6000	0.6000
STIMIP 43+4 cm	2	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.035000	0.000	-0.035000	0.000	1.0000	1.0000
portato STIMIP	3	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.012000	0.000	-0.012000	0.000	1.0000	1.0000
SAP h = 20+4 cm	4	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.034000	0.000	-0.034000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria C3 - Musei, sale da ballo, palestre	5	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.051000	0.000	-0.051000	0.000	0.6000	0.6000
portato SAP	8	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.022000	0.000	-0.022000	0.000	1.0000	1.0000
portato rampe	9	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.036000	0.000	-0.036000	0.000	1.0000	1.0000
portato pianerottoli	10	Condizione 2	Permanente: Permanente portato	-0.030000	0.000	-0.030000	0.000	1.0000	1.0000
soletta piena 10 cm	12	Condizione peso proprio	Permanente: Peso Proprio	-0.025000	0.000	-0.025000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	15	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.005100	0.000	-0.005100	0.000	0.0000	0.0000
Categoria C2 - Balconi, sale convegni, cinema,	16	Condizione 1	Variable: Aree diaquisto e congresso	-0.040800	0.000	-0.040800	0.000	0.6000	0.6000



## Combinazioni di carico

Le sollecitazioni sono determinate attraverso modellazioni della risposta strutturale in corrispondenza di combinazioni delle azioni. Le combinazioni cumulano gli effetti più sfavorevoli dei carichi che possono trovarsi ad agire contemporaneamente sulla struttura, pur considerando la pratica impossibilità che tutte le azioni variabili concomitanti agiscano con il loro valore massimo. Le combinazioni di progetto sono (§2.5.3 NTC):

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Con i coefficienti  $\gamma_F$  espressi dalla seguente tabella (§2.6.1 NTC):

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qk}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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.

Ed i coefficienti  $\psi$  di partecipazione dei carichi (§2.5.2 NTC):

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 - 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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6



Come indicato nella nota della tabella 2.6.I, essendo i carichi permanenti non strutturali noti sulla base dei saggi eseguiti, si adottano per detti carichi gli stessi coefficienti dei carichi permanenti strutturali.

Inoltre, come indicato nel §8.5.5 delle NTC 2018, essendo stato condotto un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali, per i carichi permanenti lo scrivente ritiene lecito adottare  $\gamma_G=1,15$  anziché 1.3.

Infine, come indicato dal §3.1.4.1 delle NTC 2018, in presenza di edificio multipiano per calcolare le sollecitazioni su membrature verticali si adotta un coefficiente riduttivo  $\alpha_n=[2+(n-2)\psi_0]/n$  che per  $n=6$  piani caricati è pari a 0,8. Per tali elementi si adotta quindi  $\gamma_Q=1,2$  anziché 1.5 per le combinazioni SLU STR e  $\gamma_Q=1,04$  anziché 1.3 per le combinazioni SLU GEO. Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, per lo stato limite di esercizio e per lo stato limite di danno.

Le combinazioni prese in esame sono:

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600
2	SLU STR Q	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.150
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.150
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.200
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.900
7	SLU STR W	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.150
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.150
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.840
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
8	SLU EQU	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	0.900
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.500
9	SLU GEO Q	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.040
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.780
10	SLU GEO W	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.728
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.300

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara Q	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.600
4	Frequente Q	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
5	Quasi permanente Q	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000

			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600
11	Rara W	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	1.000
12	Frequente W	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.700
			Variabile: Vento	Condizione 3	0.200
13	T.A.	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	1.000

#### COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

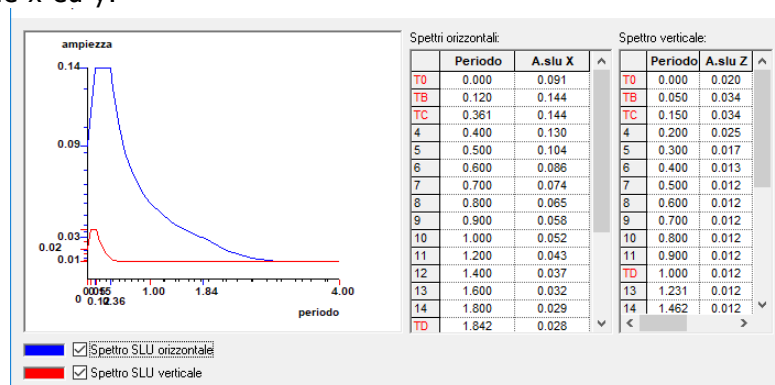
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 2	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 1	0.600

La combinazione 1 riguarda l'azione sismica, le combinazioni 2 e 7 riguardano le verifiche SLU STR (resistenza degli elementi strutturali), le combinazioni 9 e 10 le verifiche SLU GEO (capacità portante, scorrimento eseguite con approccio 2 (A1+M1+R3) §6.4.2.1.); la combinazione 8 riguarda le verifiche SLU EQU (ribaltamento); le combinazioni 3, 4, 5, 11 e 12 riguarda le verifiche SLE (frecce, cedimenti); la combinazione 6 riguarda le verifiche SLD (frecce, cedimenti).

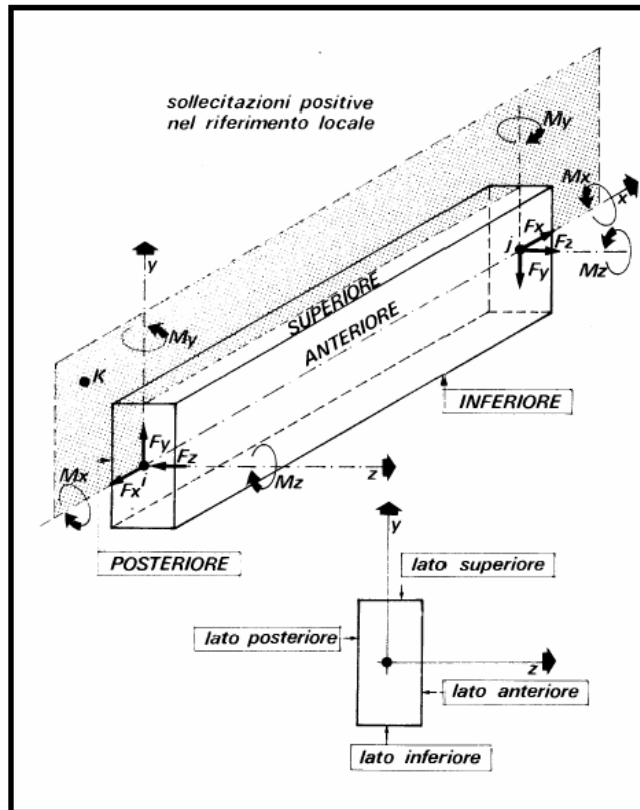
## 7. MODELLAZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE

Per valutare tutte le possibili combinazioni tra azioni di diversa natura (permanenti e variabili), il comportamento strutturale è stato valutato con il programma di modellazione agli elementi finiti Mastersap, della software house AMV, procedendo ad un'analisi dinamica multimodale dell'unica Unità Strutturale derivante dalla cucitura del giunto di dilatazione. Il modello strutturale illustrato nella figura della pagina seguente si basa sulle seguenti assunzioni:

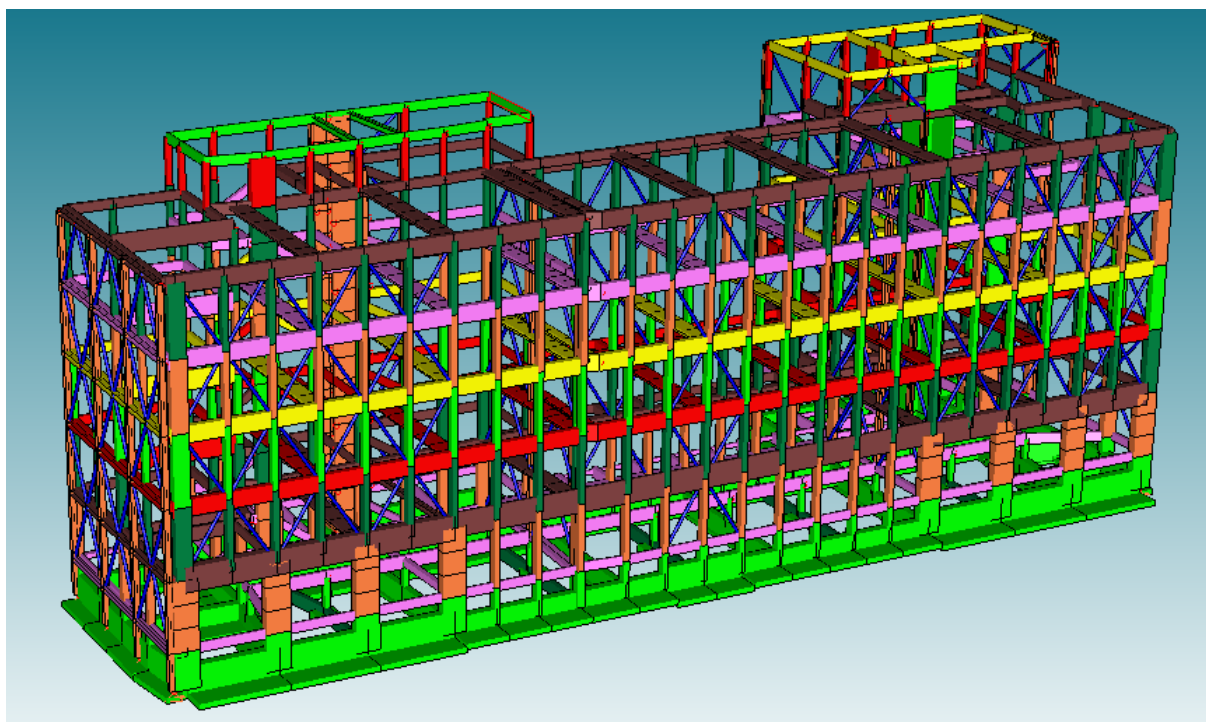
- peso proprio degli elementi trave, pilastro, plinto, lastra appartenenti al modello agli elementi finiti calcolato automaticamente dal programma, sulla base dei pesi specifici dei materiali ricavati dalla normativa vigente e dal progetto esecutivo strutturale;
- travi di fondazione su suolo elastico con costante di sottofondo (Winkler) assunta pari a  $5 \text{ kg/cm}^3$ ;
- vincoli cedevoli in corrispondenza delle colonne dei nuovi telai o dei pilastri esistenti coinvolti dai telai lungo il prospetto EST, con rigidezza pari alla rigidezza assiale di pali in c.a. Ø160 lunghezza 10 m o Ø220 lunghezza 12 m;
- travi e pilastri costituiti da elementi trave con offset strutturali per considerare le eccentricità tra i baricentri, connessi con nodi rigidi (pilastri) o cerniere (travi) e soggetti ad azioni applicate come carichi lineari lungo l'asse;
- armatura a flessione ed a taglio nelle travi e nei pilastri assegnata sulla base del progetto strutturale esecutivo e del Piano delle Indagini eseguito;
- piano rigido unico in corrispondenza di ogni quota di solaio, con vincolo a mantenere un'uguale distanza reciproca di tutti i nodi appartenenti al piano ed assegnazione delle eccentricità accidentali per l'azione sismica. Il piano rigido viene esteso ai nodi dei telai sismo-resistenti, connessi rigidamente ai solai esistenti;
- rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali non fessurata per le verifiche nei confronti delle azioni statiche, fessurata (mediante riduzione del 50% del modulo elastico flessionale) per le azioni sismiche;
- analisi dinamica modale con i seguenti spettri sismici orizzontale e verticale ( $\zeta_E=0,8$ ), considerando le prime 10 frequenze proprie di vibrazione per eccitare masse  $>85\%$  in direzione x ed y.



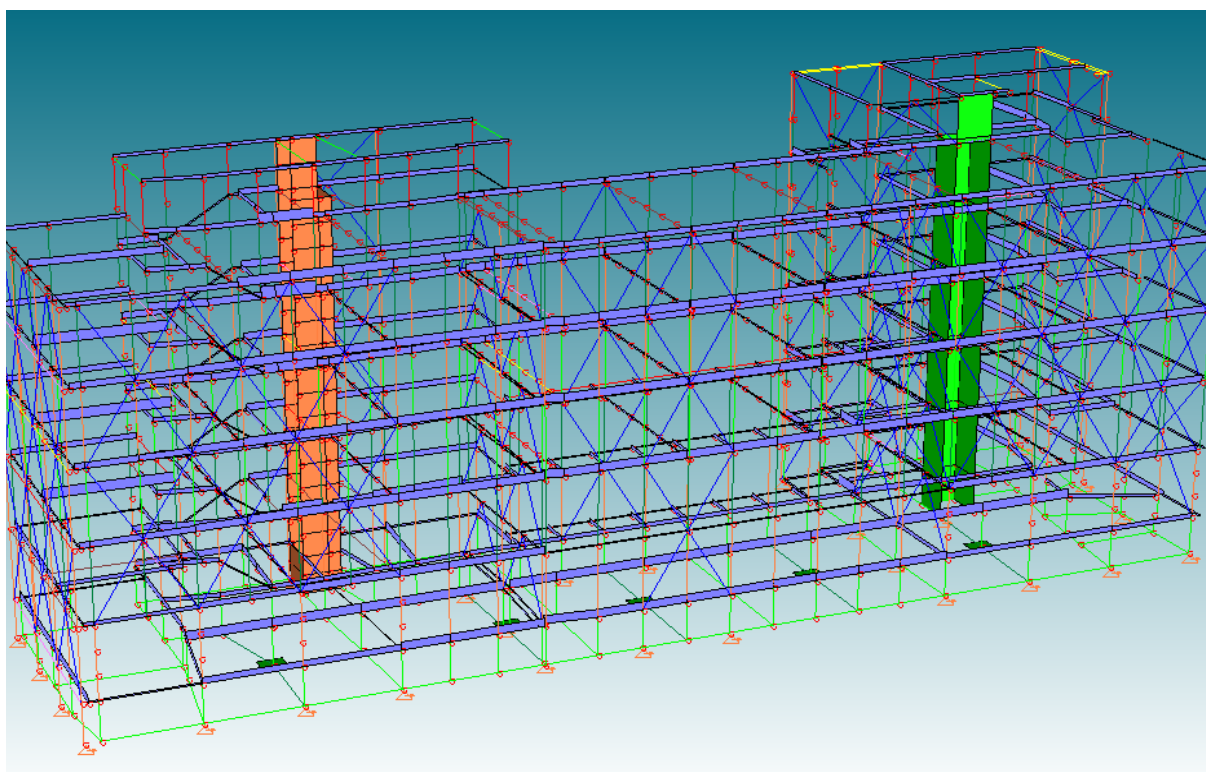
Le sollecitazioni negli elementi trave sono riferite alla terna locale rappresentata nella figura seguente e le convenzioni sui segni delle sollecitazioni sono quelle seguenti:



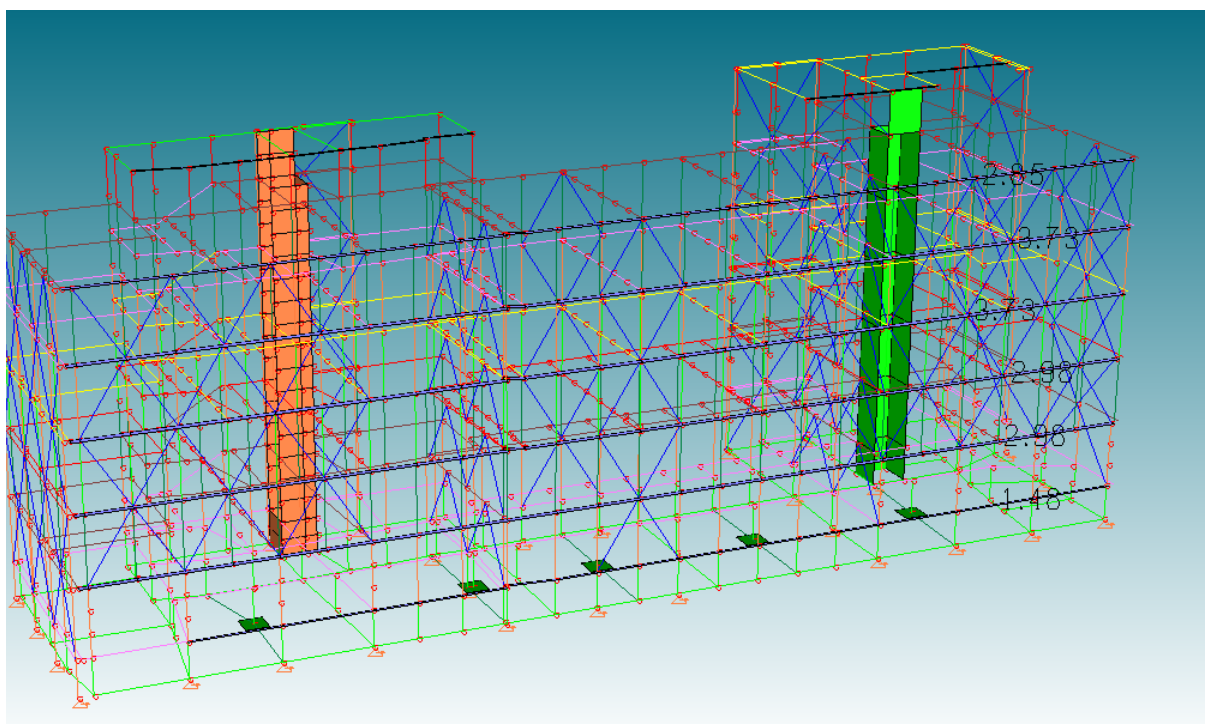
- $F_x$  (forza normale) è positivo se di trazione;
- $F_y$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- $F_z$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra della sezione interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- $M_x$  (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a  $x$  a sinistra dell'ascissa in esame;
- $M_y$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $z$ ;
- $M_z$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $y$ .



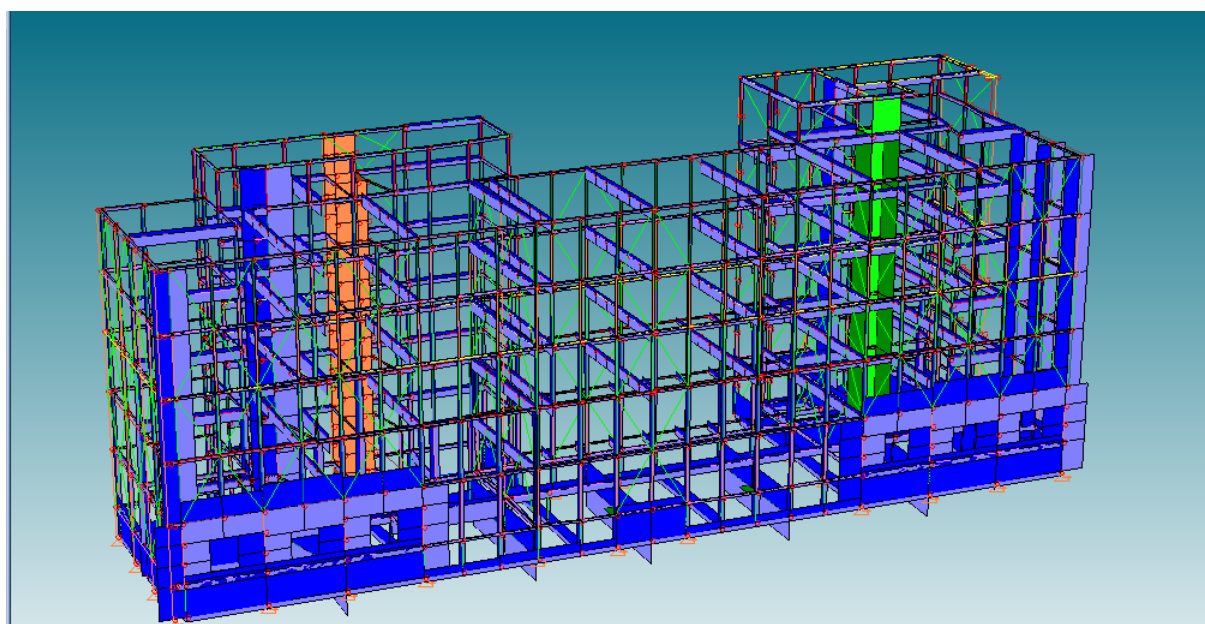
Vista assonometrica da SUD-EST del modello agli elementi finiti



Carichi caratteristici verticali applicati sugli elementi trave (in kg/cm)

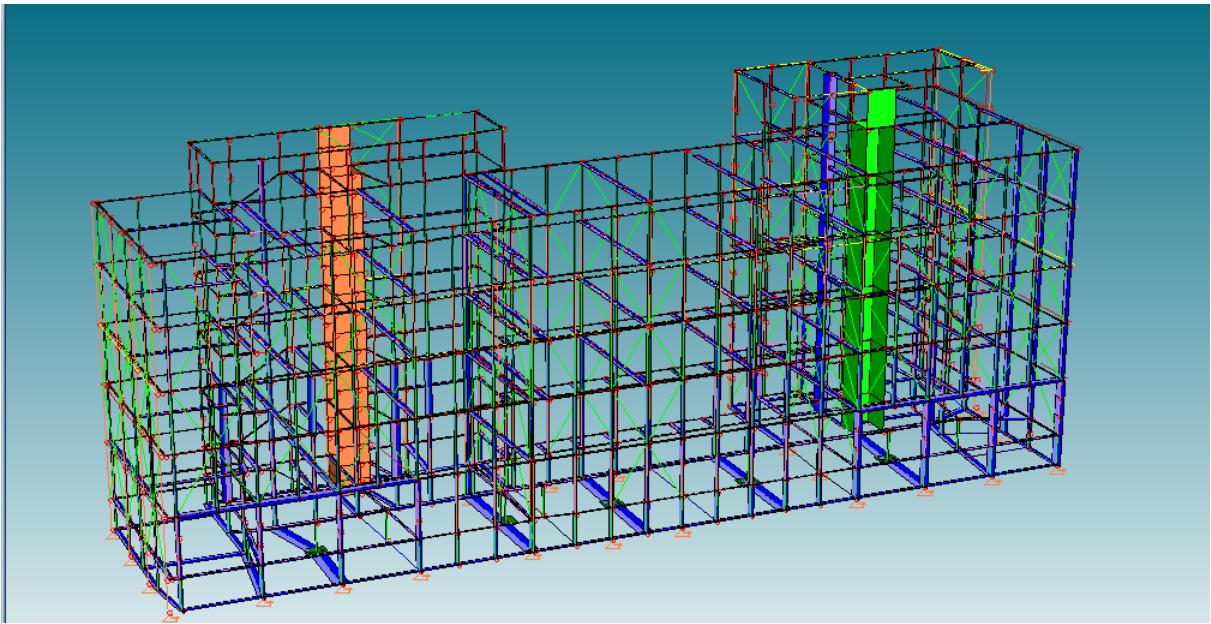


Carichi caratteristici orizzontali applicati sugli elementi trave (in kg/cm)

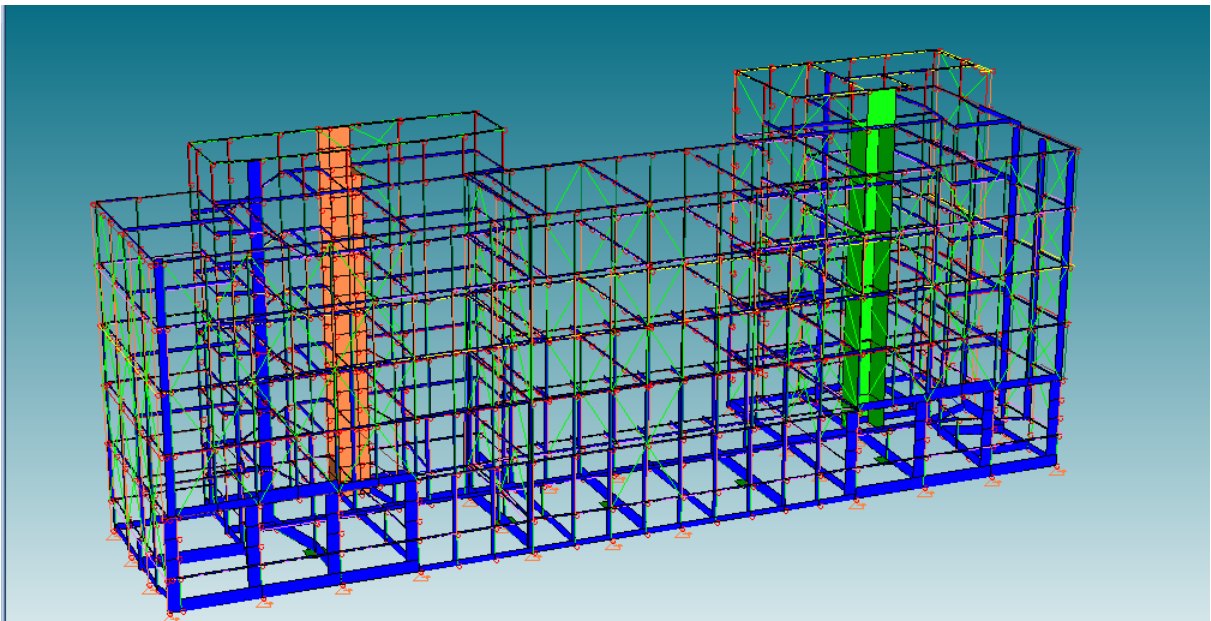


Armature longitudinali superiore ed inferiore assegnate agli elementi trave





Armature longitudinali anteriore e posteriore assegnate agli elementi trave



Armature trasversali assegnate agli elementi trave

## 8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DINAMICO

Si riportano anzitutto gli output rappresentativi del comportamento globale dell'Unità Strutturale sotto l'aspetto dinamico (tabella masse eccitate, figure rappresentative del modo proprio di vibrazione) e deformativo (figura rappresentativa della deformata per la combinazione S.L.O. ed S.LE.-RARA). Gli output evidenziano quanto segue:

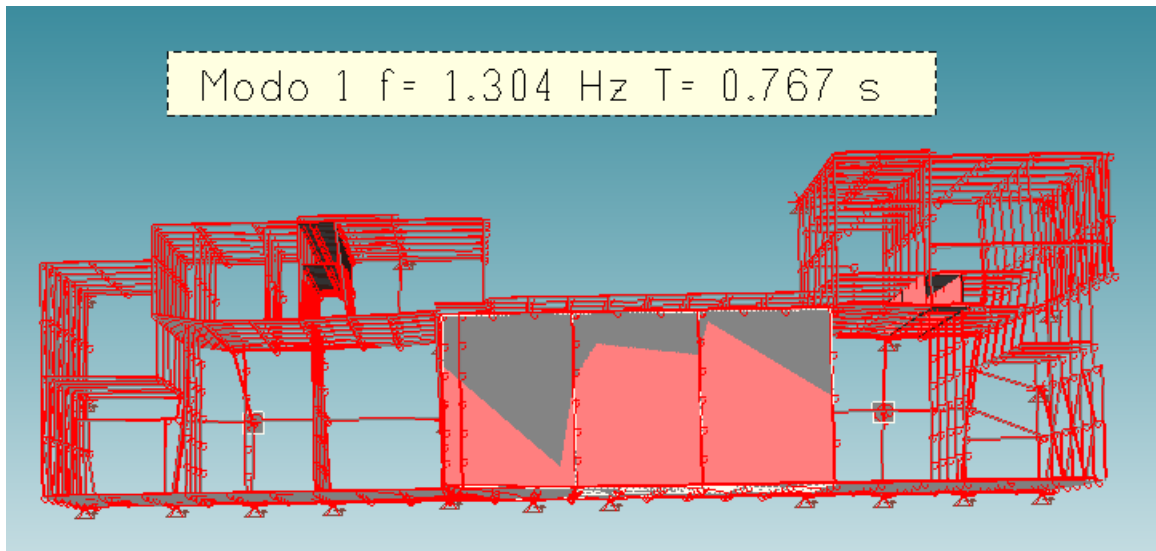
- che l'aliquota delle masse eccitate raggiunge l'85% per il 9° modo di vibrazione, al netto di modi locali che coinvolgono masse inferiori al 5% (sottolineate in tabella);



### MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+2.41e+002	4	+3.72e+003	63	+2.50e-001	0	+2.15e+009	11
Progressiva	+2.41e+002	4	+3.72e+003	63	+2.50e-001	0	+2.15e+009	11
Modo: 2	+1.57e+003	27	+6.20e+002	11	+3.09e-003	0	+4.78e+009	24
Progressiva	+1.81e+003	31	+4.34e+003	74	+2.53e-001	0	+6.93e+009	35
Modo: 3	+2.48e+003	42	+2.23e-001	0	+1.62e-003	0	+5.15e+009	26
Progressiva	+4.29e+003	73	+4.34e+003	74	+2.54e-001	0	+1.21e+010	61
Modo: 4	+7.22e-002	0	+2.47e-001	0	+4.71e+000	0	+5.67e+005	0
Progressiva	+4.29e+003	73	+4.34e+003	74	+4.97e+000	0	+1.21e+010	61
Modo: 5	+5.22e-002	0	+1.66e-001	0	+2.75e+000	0	+1.17e+005	0
Progressiva	+4.29e+003	73	+4.34e+003	74	+7.71e+000	0	+1.21e+010	61
Modo: 6	+1.21e+000	0	+5.85e+002	10	+2.12e-001	0	+2.03e+007	0
Progressiva	+4.30e+003	73	+4.92e+003	84	+7.93e+000	0	+1.21e+010	61
Modo: 7	+2.78e+002	5	+5.72e+001	1	+1.12e-001	0	+1.97e+009	10
Progressiva	+4.57e+003	78	+4.98e+003	85	+8.04e+000	0	+1.41e+010	71
Modo: 8	+3.12e+002	5	+8.31e+001	1	+1.50e+000	0	+3.85e+008	2
Progressiva	+4.89e+003	83	+5.06e+003	86	+9.54e+000	0	+1.45e+010	73
Modo: 9	+1.26e+002	2	+3.53e+001	1	+5.14e-003	0	+5.41e+008	3
Progressiva	+5.01e+003	85	+5.10e+003	87	+9.54e+000	0	+1.50e+010	76
Modo: 10	+6.88e-001	0	+5.38e-003	0	+1.59e+000	0	+2.45e+006	0
Progressiva	+5.01e+003	85	+5.10e+003	87	+1.11e+001	0	+1.50e+010	76

- il primo modo di vibrazione è roto-traslazionale in direzione y, ovvero lungo il lato corto delle due U.S. come lecito attendersi, e presenta un periodo ridotto rispetto allo stato attuale (da 1,22 sec a 0,77 sec);



Modo proprio di vibrazione (roto-traslazionale y)

- i coefficienti  $\vartheta_x$  e  $\vartheta_y$  sono  $<0,10$  a tutti i piani, con valore massimo di 0,02 come si evince dal tabulato seguente, il che consente di trascurare gli effetti del 2° ordine;

### ANALISI DEL SECONDO ORDINE

Nome archivio di lavoro	:	MONTALE_PROGETTO_CERNIERE
Intestazione del lavoro	:	MONTALE
Tipo di analisi	:	Statica e Dinamica
Unità' di misura delle Forze	:	kg
Unità' di misura Lunghezze	:	cm
Sisma lungo l'asse Z	:	Si
Combinazione dei modi	:	CQC

Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8  
 $\lambda$  : 0.3  
 $\mu$  : 0.3

**\*\*\* Gruppo di copertura: travi 7 solaio**

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	2.95	3.64
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	2.24	4.14
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	1.20	1.80

**\*\*\* Gruppo di copertura: travi SUD 7 solaio**

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	2.83	3.34
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	2.12	4.49
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	1.14	1.81

**\*\*\* Piano rigido alla quota: 2065.000 travi 6 solaio**

Piano rigido superiore: travi 7 solaio altezza interpiano: 250.00  
Piano rigido superiore: travi SUD 7 solaio altezza interpiano: 250.00  
altezza media di interpiano: 250.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{xx}$ [cm]	$d_{xy}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$ $\theta_Y$							
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	2.33	2.84	-0.56	-0.66	35623.30	25918.38	159548.48
0.01 0.02							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	1.62	3.67	-0.56	-0.64	46756.62	33214.39	159548.48
0.01 0.01							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.91	1.50	-0.26	-0.30	19043.84	13742.58	159548.48
0.01 0.01							

**\*\*\* Piano rigido alla quota: 1692.000 travi 5 solaio**

Piano rigido superiore: travi 6 solaio altezza interpiano: 373.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{xx}$ [cm]	$d_{xy}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$ $\theta_Y$							
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	1.94	2.37	-0.36	-0.46	148245.77	174373.42	904686.56
0.00 0.01							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	1.34	3.08	-0.25	-0.59	120619.04	221323.75	904686.56
0.00 0.01							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.76	1.26	-0.14	-0.24	62177.63	91460.56	904686.56
0.00 0.00							

**\*\*\* Piano rigido alla quota: 1319.000 travi 4 solaio**

Piano rigido superiore: travi 5 solaio altezza interpiano: 373.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{xx}$ [cm]	$d_{xy}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$ $\theta_Y$							
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	1.49	1.87	-0.43	-0.50	183232.98	199362.64	1797939.25
0.01 0.01							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	1.03	2.44	-0.30	-0.65	130288.06	241323.80	1797939.25
0.00 0.01							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.58	1.00	-0.17	-0.27	72495.68	101838.84	1797939.25
0.00 0.00							

**\*\*\* Piano rigido alla quota: 946.000 travi 3 solaio**

Piano rigido superiore: travi 4 solaio altezza interpiano: 373.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{xx}$ [cm]	$d_{xy}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$ $\theta_Y$							
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	1.00	1.29	-0.48	-0.58	253366.17	267928.44	2766764.25
0.01 0.02							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	0.69	1.70	-0.32	-0.74	175451.34	321735.81	2766764.25
0.00 0.02							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.39	0.69	-0.19	-0.31	99216.53	136248.98	2766764.25
0.00 0.00							

**\*\*\* Piano rigido alla quota: 573.000 travi 2 solaio**

Piano rigido superiore: travi 3 solaio altezza interpiano: 373.00

C.C	$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{xx}$ [cm]	$d_{xy}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$ $\theta_Y$							
1 Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	0.53	0.76	-0.47	-0.53	294176.47	314601.59	3707028.50
0.02 0.02							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	0.37	0.97	-0.32	-0.73	203833.86	381429.63	3707028.50
0.00 0.02							
1 Statica+ ( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.21	0.40	-0.18	-0.29	115417.73	160851.00	3707028.50

0.00 0.00

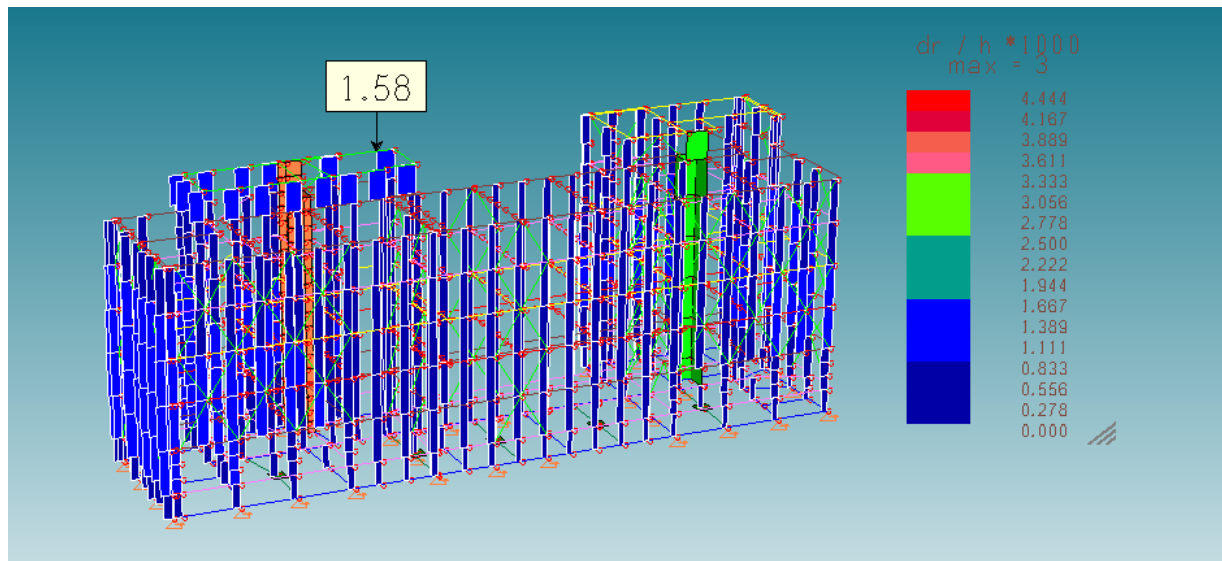
**\*\*\* Piano rigido alla quota: 200.000 travi 1 solaio**

C.C		Piano rigido superiore: travi 2 solaio altezza interpiano: 373.00						
		$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{rx}$ [cm]	$d_{ry}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$	$\theta_Y$							
1	Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	0.15	0.21	-0.38	-0.56	345585.38	338250.59	4666225.50
0.01	0.02							
1	Statica+( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	0.10	0.27	-0.26	-0.72	239797.02	417092.13	4666225.50
0.00	0.02							
1	Statica+( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.06	0.11	-0.15	-0.30	135276.52	174551.63	4666225.50
0.00	0.00							

**\*\*\* analisi alla quota: 0.000**

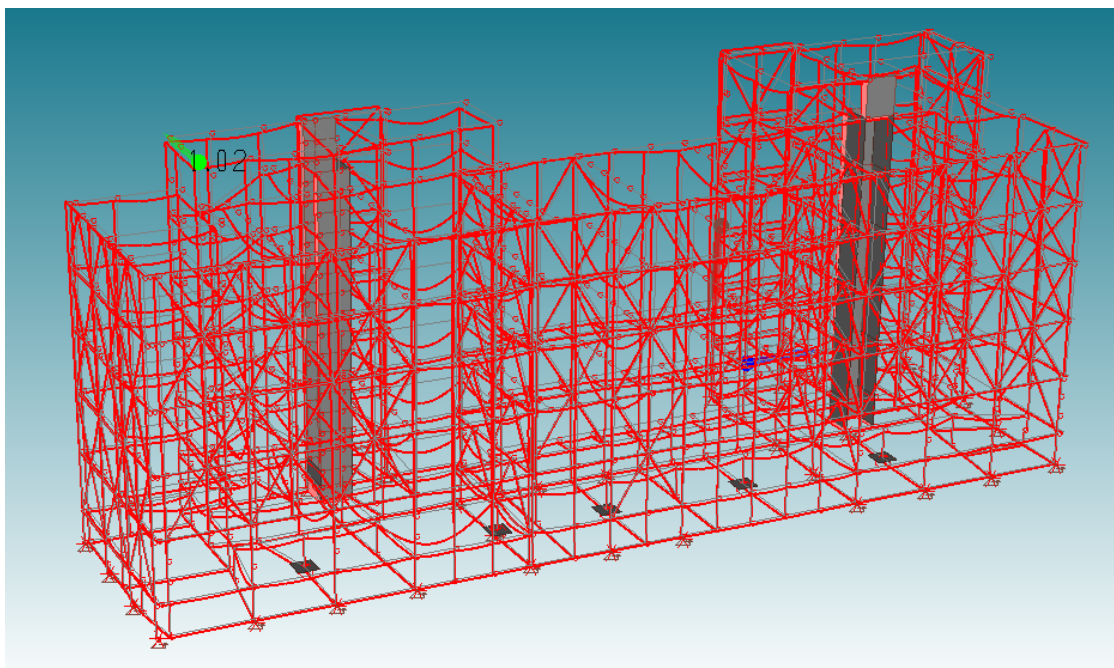
C.C		Piano rigido superiore: travi 1 solaio altezza interpiano: 200.00						
		$\Delta_X$ [cm]	$\Delta_Y$ [cm]	$d_{rx}$ [cm]	$d_{ry}$ [cm]	FX	FY	FZ
$\theta_X$	$\theta_Y$							
1	Statica+(EX+ $\lambda$ *EY+ $\mu$ *EZ)	0.00	0.00	-0.15	-0.21	391848.50	363549.25	5763160.00
0.00	0.02							
1	Statica+( $\lambda$ *EX+EY+ $\mu$ *EZ)	0.00	0.00	-0.10	-0.27	291760.22	435185.28	5763160.00
0.00	0.02							
1	Statica+( $\lambda$ *EX+ $\lambda$ *EY+EZ)	0.00	0.00	-0.06	-0.11	157995.83	184764.27	5763160.00
0.00	0.00							

- i massimi spostamenti relativi di piano per lo SLO sono decisamente ridotti rispetto allo stato attuale, si verificano nel volume tecnico di copertura SUD e sono pari a  $d/h=0,00158$ , ovvero inferiori a  $d/h=2*0,005/3q=0,002$ ;



Spostamenti relativi di piano ( $1000 \cdot d/h$ ) per la combinazione sismica SLO

- i massimi spostamenti relativi di piano per lo S.L.E.-RARA sono ovunque inferiori a  $d/h=2*0,005/3q=0,002$ ;



Spostamenti (in cm) per la combinazione RARA VENTO

## 9. VERIFICHE NUMERICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

---

Ai fini delle successive verifiche analitiche, sono stati elaborati modelli di calcolo per tre diverse condizioni:

- azioni controllate dall'uomo ed azioni ambientali esclusa la sismica, per elementi in elevazione ed in fondazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali non fessurata;
- azione sismica per elementi in elevazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali fessurata (riducendo del 50% il modulo elastico flessionale), comportamento dissipativo con  $q=1.6$ ;
- azione sismica per elementi in fondazione: rigidezza flessionale ed a taglio degli elementi strutturali non fessurata, comportamento non dissipativo con  $q_{ND}=1.06$ .

Per gli elementi strutturali principali (travi, pilastri, setti e sistema fondazionale) nelle pagine seguenti si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione ed a taglio/torsione.

### 9.1. VERIFICHE ANALITICHE PER LE AZIONI STATICHE

---

#### **Solaio STIMIP**

Si rimanda alle verifiche eseguite nella Valutazione di Vulnerabilità

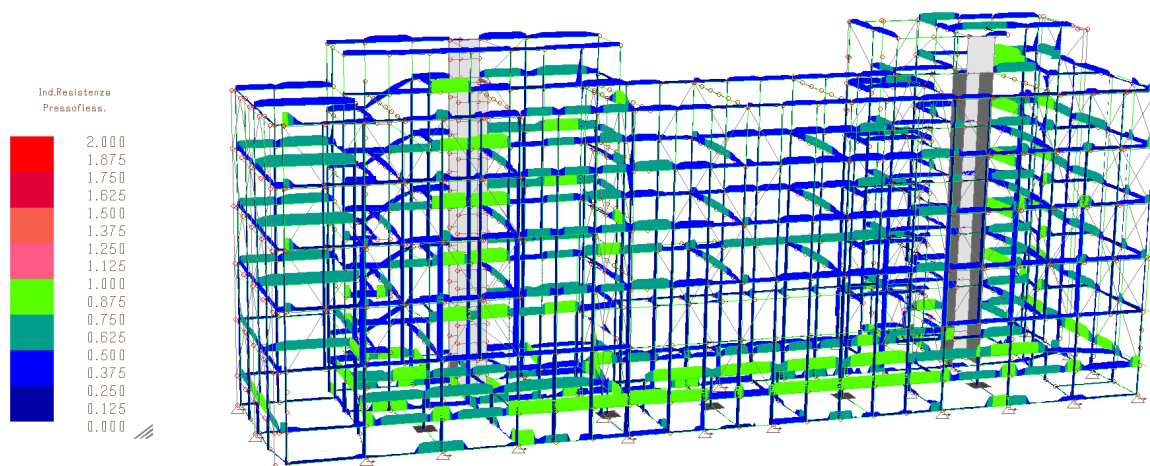
#### **Solaio SAP**

Si rimanda alle verifiche eseguite nella Valutazione di Vulnerabilità

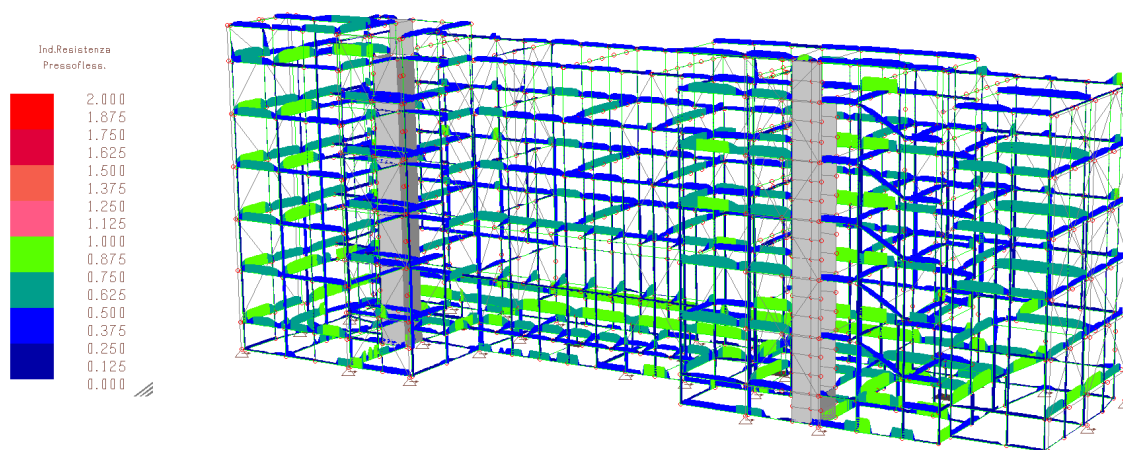
## Travi, pilastri e travi di fondazione

### SLU-Pressoflessione e taglio

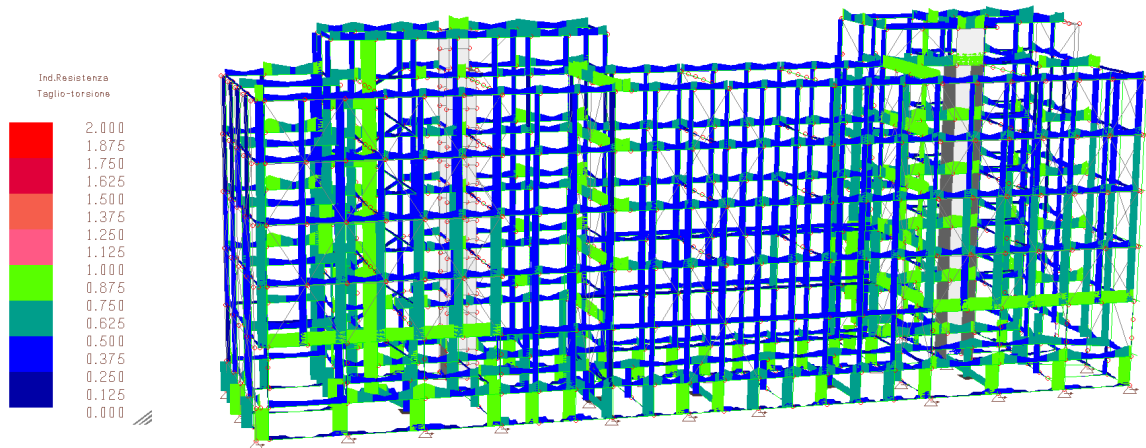
Si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione e taglio torsione del modello agli elementi finiti, con viste assonometriche da EST e da OVEST: gli elementi risultano verificati, con indici <1.



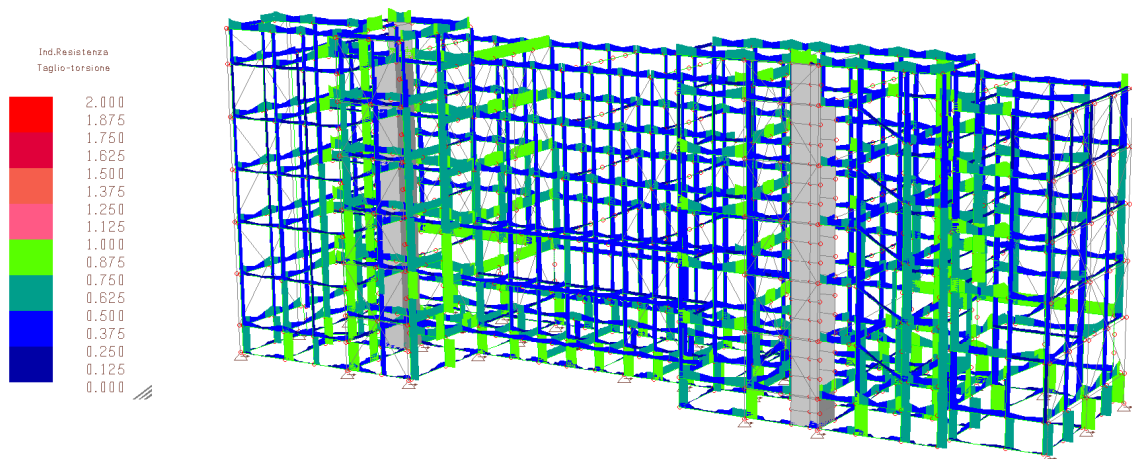
Vista da EST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da OVEST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da EST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a taglio-torsione



Vista da OVEST-Inviluppo combinazioni statiche-Indice di resistenza a taglio-torsione

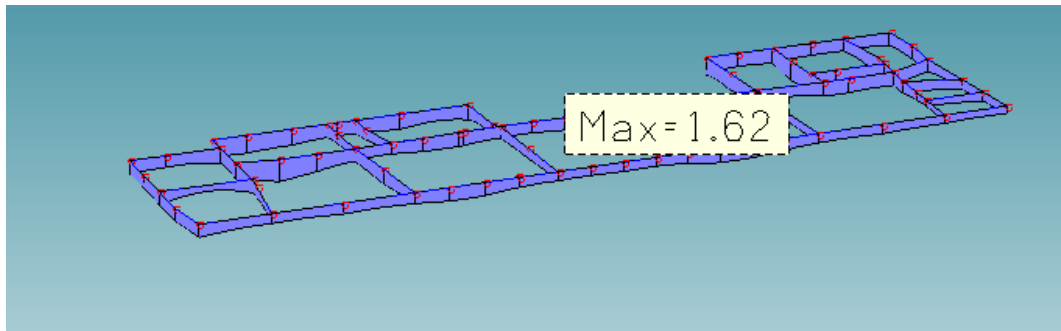
### Pilastri-Azioni eccezionali (urto)

La sezione alla base dei pilastri dei porticati a seguito dell'incremento di sezione ed armatura presenta un taglio resistente  $V_r=1814$  kN, superiore a quello generato dall'urto del veicolo e pari a  $V_d=500 \cdot 2^2(3+2 \cdot 1)/3^2=1111$  kN ipotizzando il pilastro doppiamente incastrato.

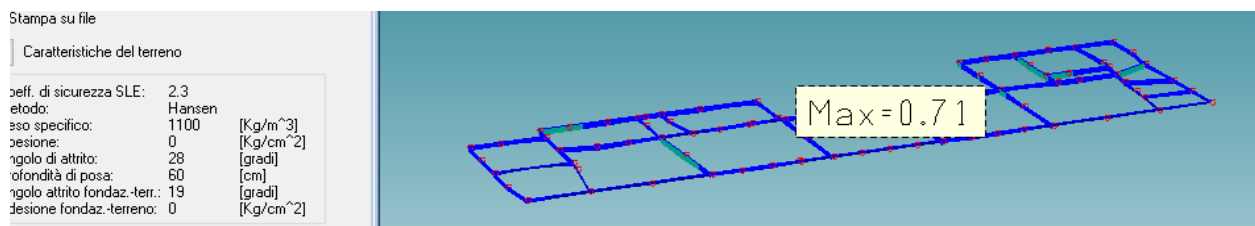
Dati sezione e materiale			
Base [cm]	50,00	Carico assiale [kN]	1000
Altezza [cm]	130,00	diametro ferri lon.[mm]	16
Copriferro [cm]	3,00	f <sub>ck</sub> [N/mm²]	28
f <sub>yk</sub> [N/mm²]	363,70	f <sub>cd</sub> [N/mm²]	15,87
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	12,00	passo [cm]	20
Area staffe [mm²]		452	numero braccia
			4
Verifica a Taglio			
θ per V <sub>Rsd</sub> = V <sub>Rsd</sub>	cotgθ	α <sub>c</sub>	V <sub>Rsd</sub> [kN]
			V <sub>Rcd</sub> [kN]
2,2545	2,2545	1,10	1814,36
Taglio Resistente di Progetto V <sub>Rd</sub> [kN]			1814,36

## Travi di fondazione-SLU GEO-Verifica a collasso per carico limite insieme fondazione terreno

Si esegue la verifica nel caso di terreno di fondazione saturo ( $\gamma$  ridotto da 13 a 11 kN/m<sup>3</sup>).



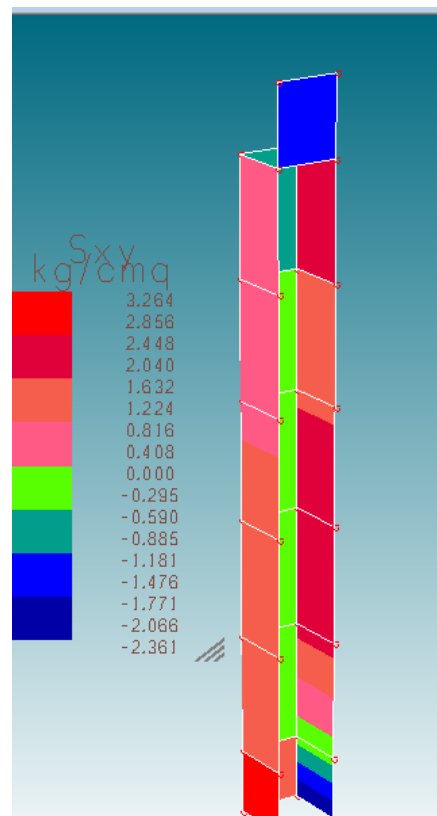
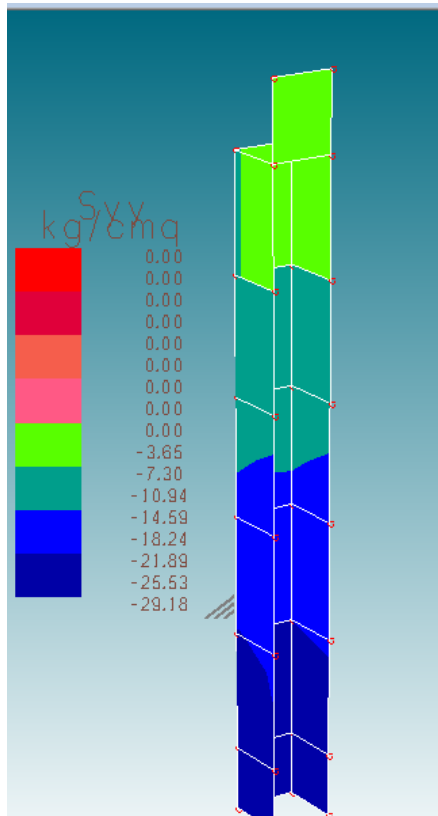
Travi di fondazione-Pressioni sul terreno per combinazione SLU GEO (kg/cm<sup>2</sup>)



Travi fondazione-Indice di resistenza a capacità portante per combinazione SLU GEO

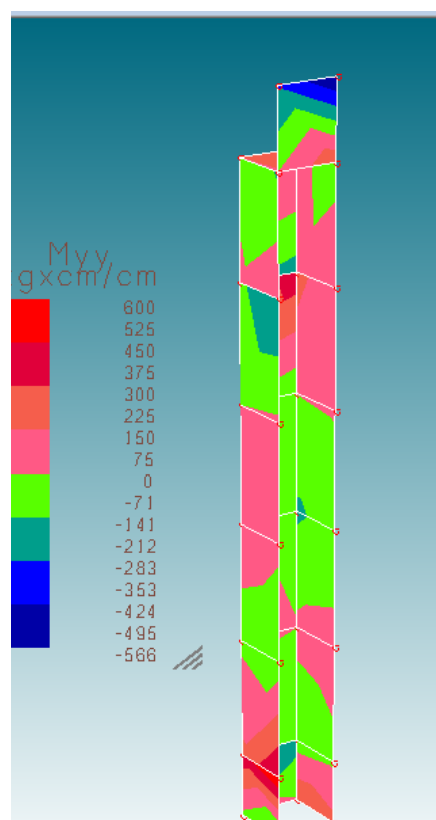
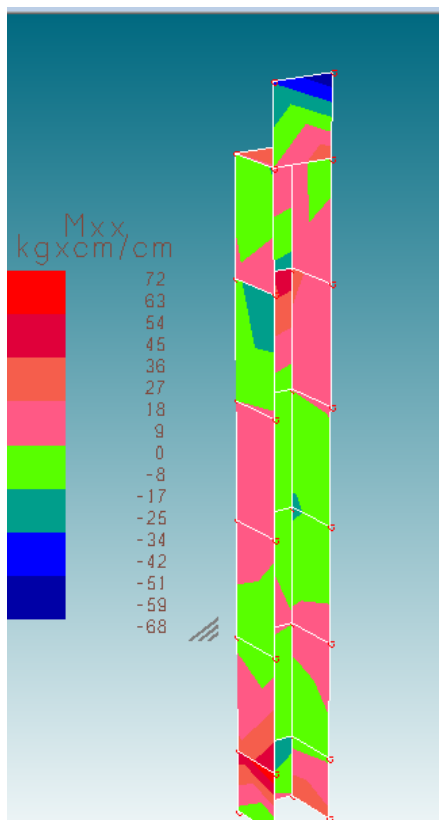
## Pareti

Si riportano tensioni e momenti unitari membranali nei due vani corsa ascensori.

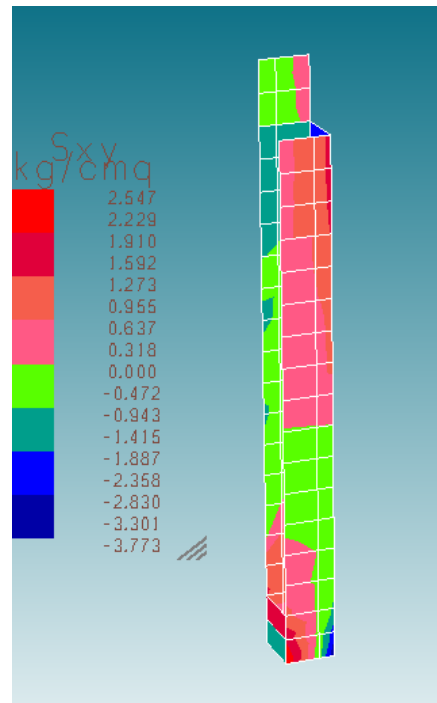
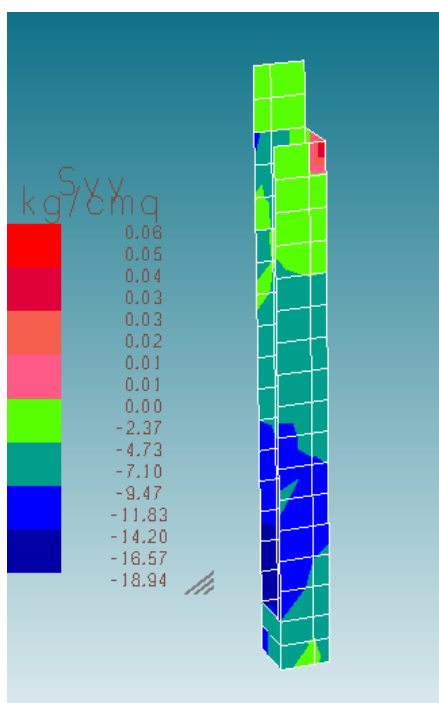


Ascensore SUD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb.SLU STR Q (kg/cm<sup>2</sup>)

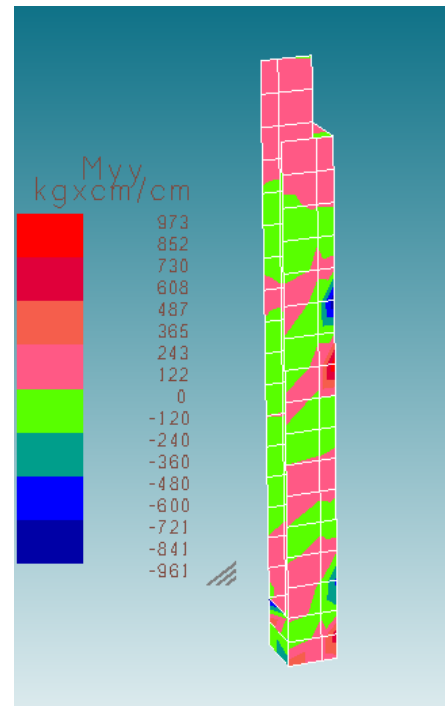
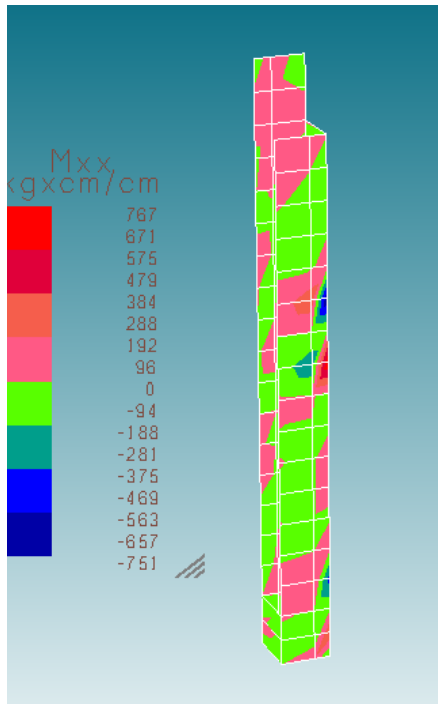




Ascensore NORD-Momenti flettenti unitari per comb.SLU STR Q ( $\text{kg/cm}^2$ )



Ascensore SUD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb.SLU STR Q ( $\text{kg/cm}^2$ )



Ascensore SUD-Momenti flettenti unitari per comb.SLU STR Q (kg/cm<sup>2</sup>)

#### SLU-Pressoflessione

Si trasla verso l'alto il diagramma M lineare di una quantità pari all'altezza critica  $h_{cr} = h_w/6 = 3,33$  m. Si verifica la striscia di larghezza un metro soggetta al momento massimo  $M_{yy} = 961 \times 23,33/20 = 1121$  kgcm/cm = 11,3 kNm/m, con un'armatura  $\emptyset 12/25$  sup. ed inf. e trascurando il contributo della compressione.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	4,52	2
			2	4,52	18

Sollecitazioni		Metodo n	
N	0	N	0
M	11,3	M	0
M	0	M	0

Materiali	
Aq50	C680
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 316,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 16
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,582 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 2,25
$\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,2
	$\tau_{c1}$ 0,9714

P.to applicazione N	
<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
	yN 0

Tipo rottura	
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

Metodo di calcolo	
<input checked="" type="radio"/> S.L.U. +	<input type="radio"/> S.L.U. -
<input type="radio"/> Metodo n	

Tipo flessione	
<input checked="" type="radio"/> Retta	<input type="radio"/> Deviata

Calcola MRd	
N° rett.	100
Dominio M-N	
L <sub>0</sub>	0 cm
Col. modello	

Precompresso	
<input type="checkbox"/> Precompresso	

Il momento resistente è superiore a quello massimo di calcolo

$$M_r = 25,6 \text{ kNm} > M_d = 11,3 \text{ kNm}$$

### SLU-Taglio

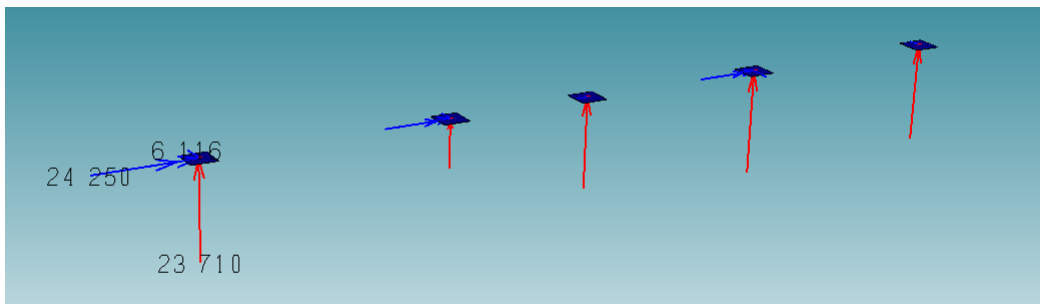
Il taglio resistente è superiore a quello massimo di calcolo

$$V_r = 383,9 \text{ kN} > V_d = 3,78 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 75,6 \text{ kN}$$

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	20,00	Carico assiale [kN]		792
Altezza [cm]	100,00	diametro ferri lon.[mm]		12
Copriferro [cm]	2,00	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		28
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	363,70	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		15,87
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]		18
Area staffe [mm <sup>2</sup> ]		101	numero braccia	2
Verifica a Taglio				
$\theta$ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	cotg $\theta$	$\alpha_c$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
3,1976	2,5000	1,25	383,91	594,39
Taglio Resistente di Progetto $V_{Rd}$ [kN]				383,91

### Plinti di fondazione

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)



Reazioni vincolari sui plinti di fondazione per combinazione SLU GEO Q (kg)

N° strati barre 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	130

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 237,1 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 6,12 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 24,25

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Materiali B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

$\sigma_c$  -0,1783 N/mm<sup>2</sup>

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

La pressione sul terreno risulta inferiore al carico ultimo sul plinto ( $1,8 \text{ kg/cm}^2 > 2,4 \text{ kg/cm}^2$ ).

## Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)

### Pressoflessione

Si verifica considerando la mensola pari a metà lato del plinto sollecitata uniformemente dalla tensione massima sul terreno in combinazione SLU STR ( $\sigma=2,1 \text{ kg/cm}^2$ ).

**Materiali**

Proprietà	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	3,5
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	14,17
$E_s/E_c$	15	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	0,6
$\tau_{c1}$		1,829

**Sollecitazioni**

Metodo	S.L.U.	Metodo n
$N_{Ed}$	0	272,9 kN
$M_{xEd}$	0	7,08 kNm
$M_{yEd}$	0	27,9

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Verifica**

N\* iterazioni: 0

☐ Precompresso

Si effettua la verifica a flessione della mensola (luce libera  $L=50 \text{ cm}$ ) e carico variabile  $q=\sigma z$ .

Il momento massimo sollecitante risulta  $M_d=qL^2/3=17,5 \text{ kNm}$ . L'armatura resistente a flessione è costituita da 4Ø10 all'intradosso ( $A_s=3,14 \text{ cm}^2$ ). Il momento resistente della sezione risulta  $M_r=43,88 \text{ kNm} > M_d$

**Materiali**

Proprietà	Aq50	CLS680
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	316,3 N/mm <sup>2</sup>	3,5
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	16
$E_s/E_c$	15	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,582 ‰	2,25
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm <sup>2</sup>	0,2
$\tau_{c1}$		0,9714

**Sollecitazioni**

Metodo	S.L.U.	Metodo n
$N_{Ed}$	0	0 kN
$M_{xEd}$	28,7	0 kNm
$M_{yEd}$	0	0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato acciaio - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

**Verifica**

N\* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$  0 cm Col. modello

☐ Precompresso

### Taglio

Il taglio massimo sollecitante risulta  $V_d = qL/2 = 52,5 \text{ kN}$

Nell'ipotesi di sezione non armata a taglio, la sezione d'incastro della mensola di larghezza 40 cm, altezza 50 cm, armatura longitudinale 4Ø10 con copriferro 5 cm presenta un taglio resistente pari a:

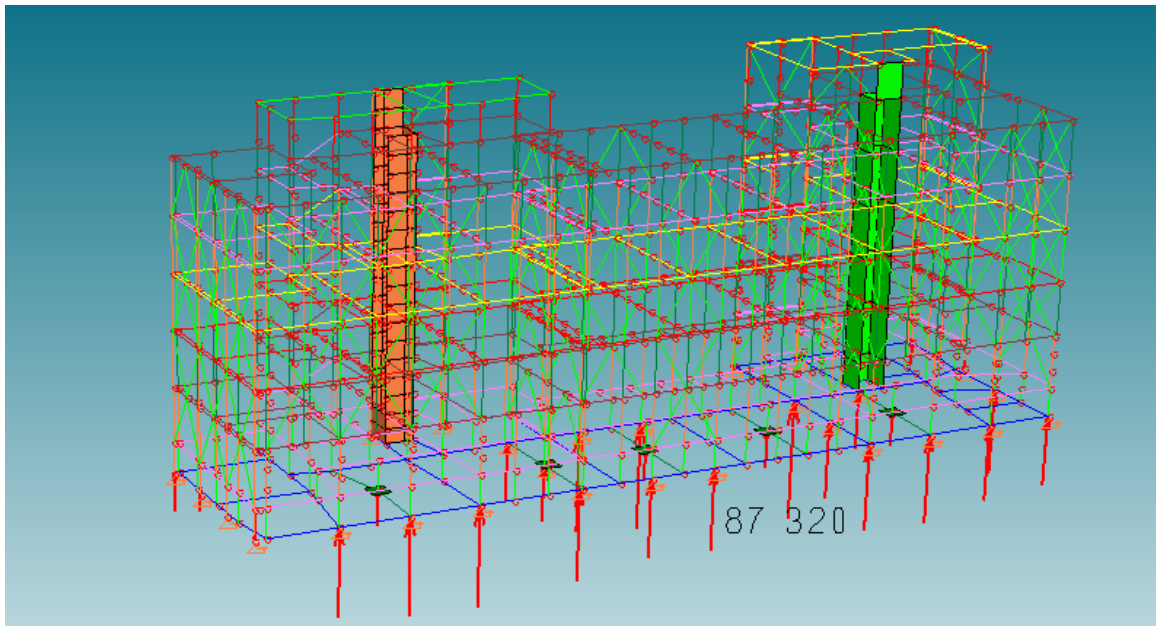
$$V_{rc} = 0,18 \times [(1 + (200/450)^{1,2}) \times (100 \times 616 \times 24,1 \times (100 \times 450))^{1/3} / 1,5] \times 100 \times 450 = 55,8 \text{ kN} > V_d$$

Inoltre le barre di armatura sono in grado di sopportare a trazione il taglio agente sugli appoggi:  $N_r = 314 \times 316,3 / 1000 = 99,3 \text{ kN} > V_d = 55,0 \text{ kN}$

### Micropali di fondazione

*Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)*

Le sollecitazioni massime si riscontrano al di sotto dei telai realizzati coinvolgendo i pilastri esistenti.



Pali fondazione-Reazioni vincolari per combinazione statica

Laddove le sollecitazioni sui pali risultano superiori alla capacità portante del singolo palo (pari a 327 kN), si realizza un numero di pali tale da soddisfare la verifica come da elaborato grafico.

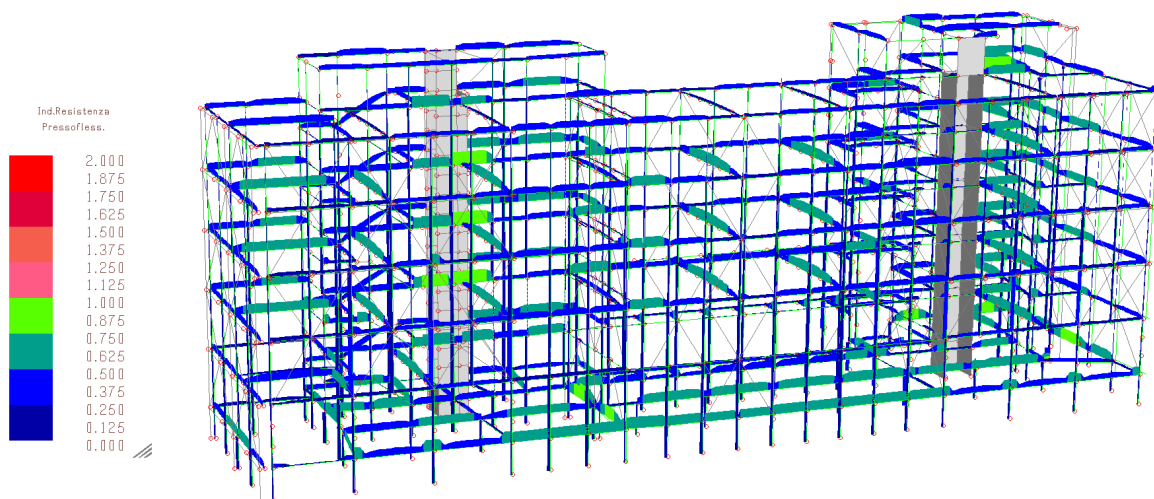
### **9.2. VERIFICHE ANALITICHE PER LE AZIONI SISMICHE**

Si confrontano le sollecitazioni dovute alle combinazioni di carico sismica  $\zeta=0,8$  con le sollecitazioni resistenti per gli elementi strutturali principali (telai sismo-resistenti compresi pilastri coinvolti, pali di fondazione) e secondari (travi, pilastri, pareti e travi di fondazione esistenti).

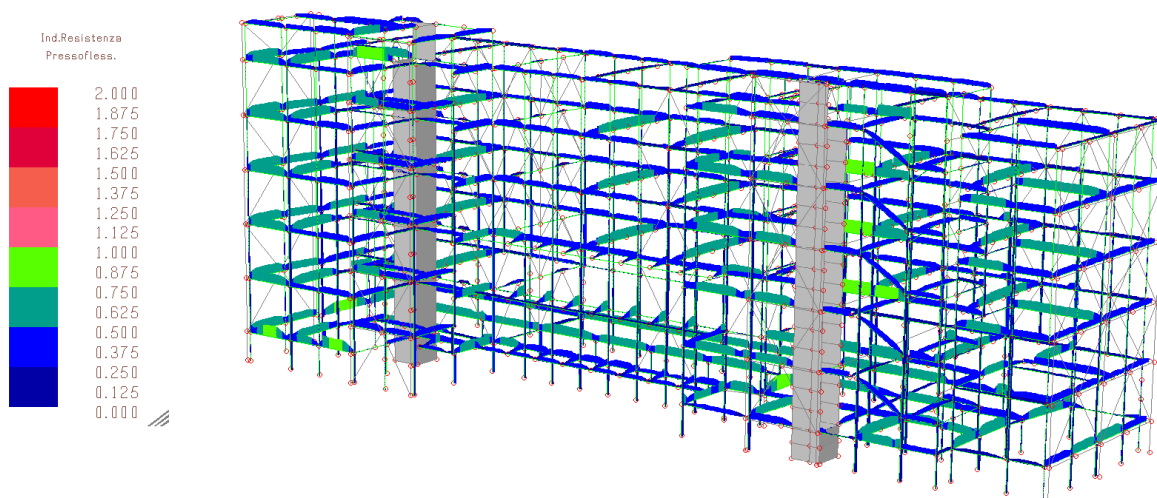
## Travi e pilastri

### SLU-Pressoflessione e taglio

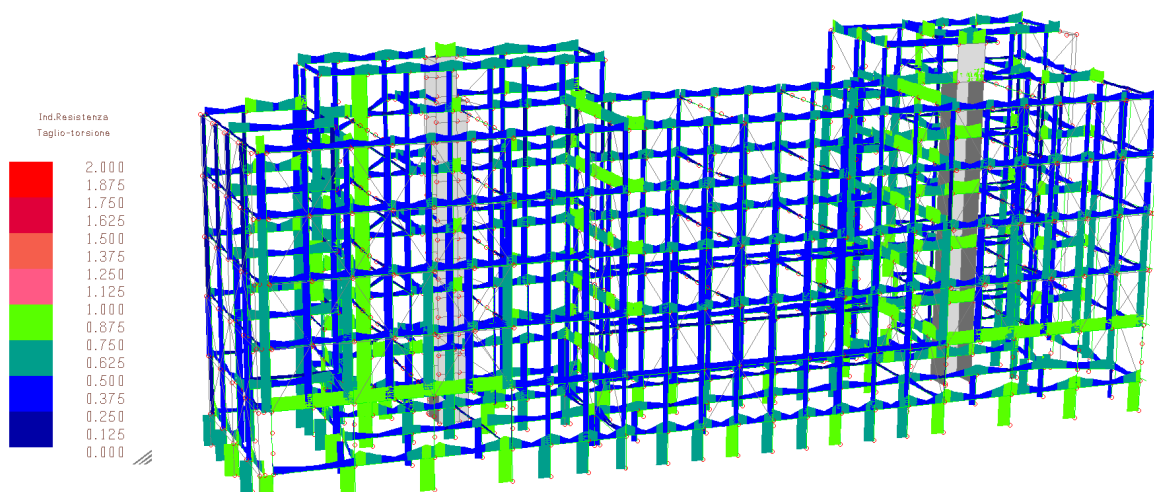
Si riportano gli indici di resistenza a pressoflessione e taglio torsione, con viste assonometriche da EST e da OVEST: gli elementi risultano verificati (indici < 1).



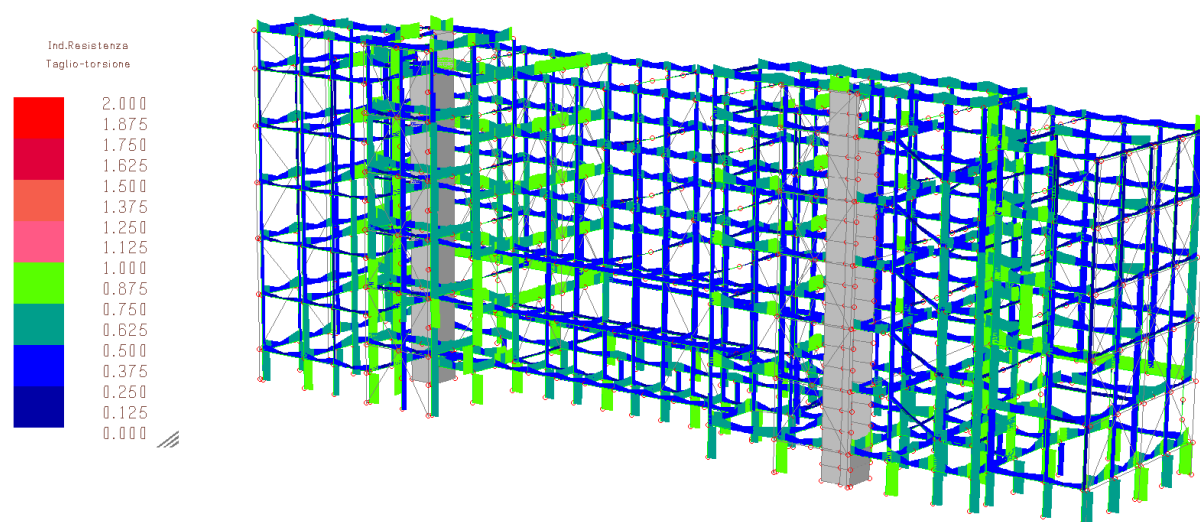
Vista da EST-Combinazione sismica  $\zeta$ -Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da EST-Combinazione sismica  $\zeta$ -Indice di resistenza a pressoflessione



Vista da EST-Combinazione sismica  $\zeta$ -Indice di resistenza a taglio-torsione

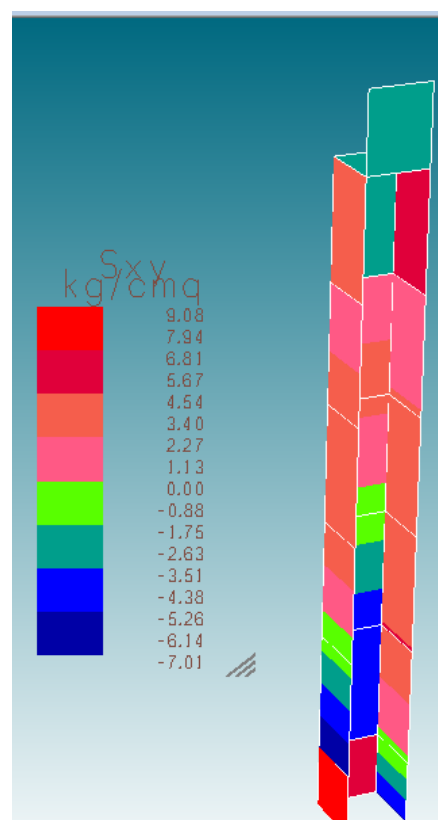
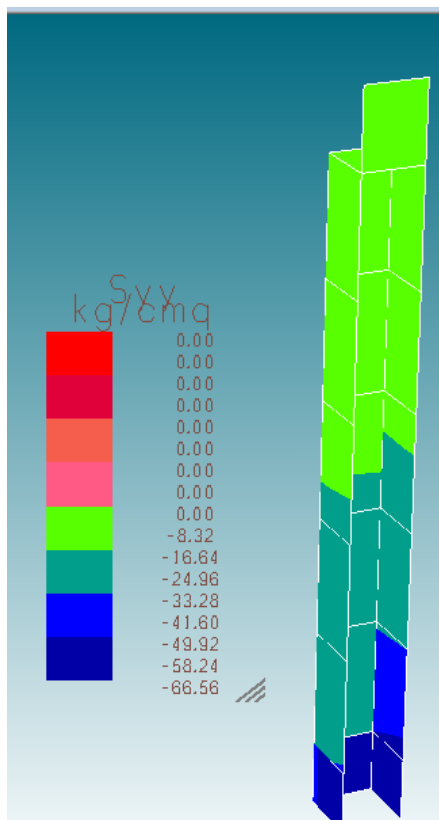


Vista da OVEST-Combinazione sismica  $\zeta$ -Indice di resistenza a taglio-torsione

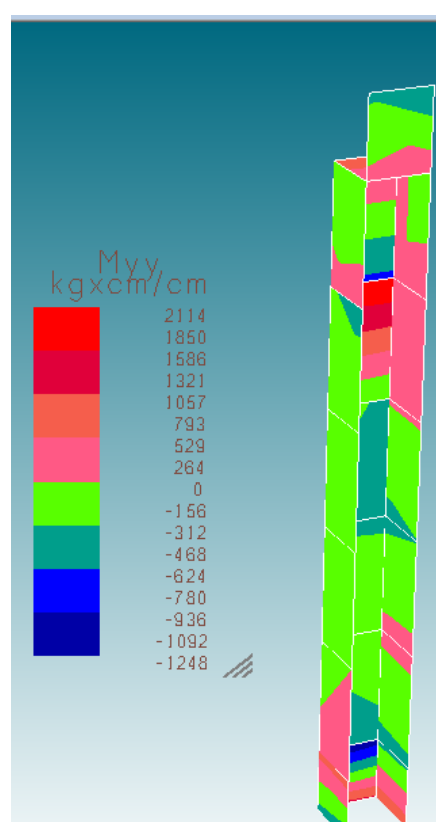
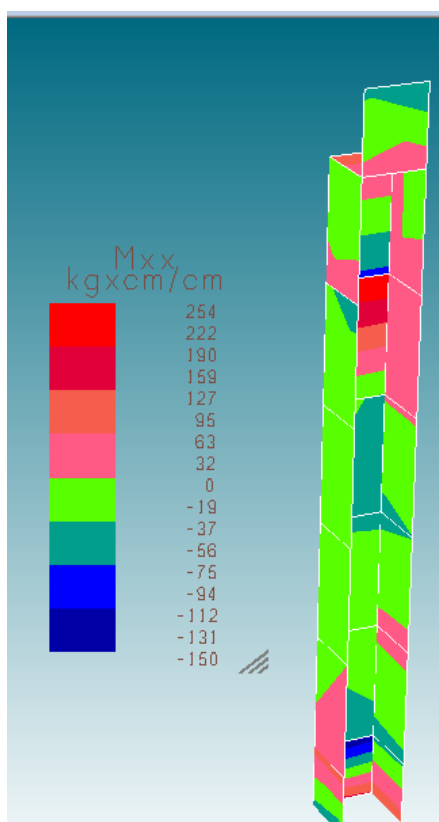
### Pareti

Si riportano le tensioni ed i momenti unitari membranali agenti sui due vani corsa ascensori.

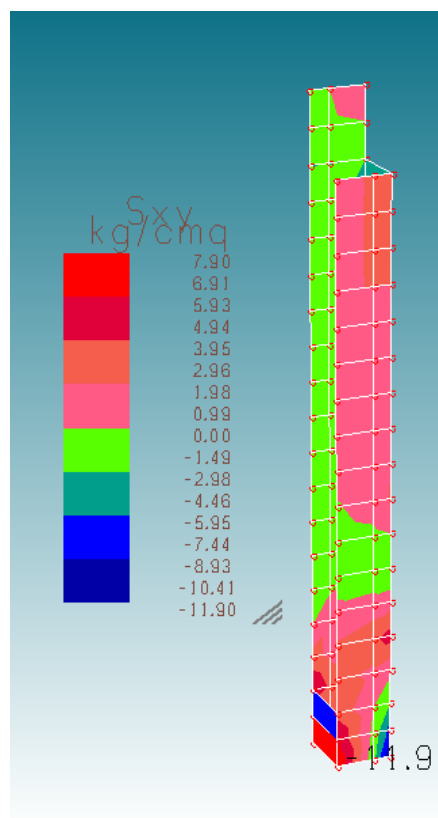
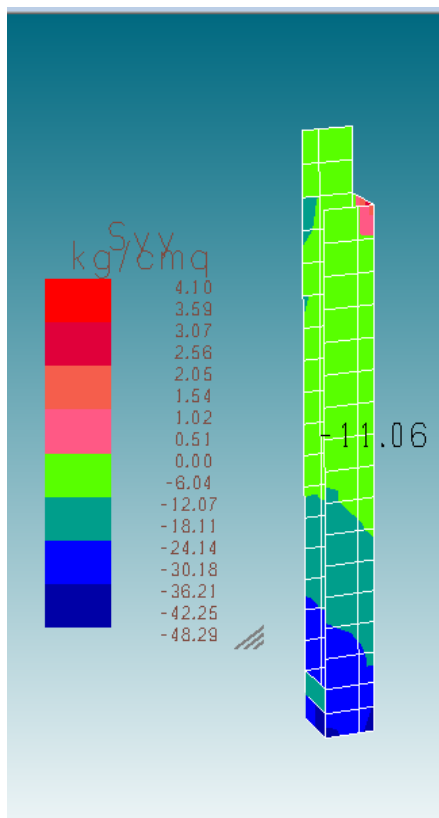




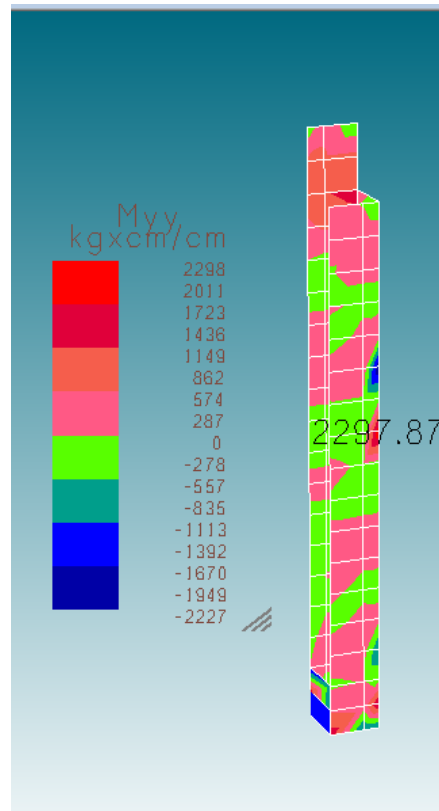
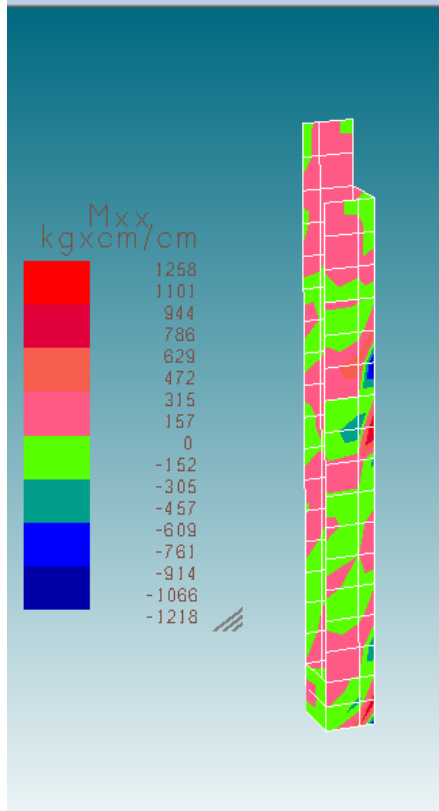
Ascensore NORD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb. sismica  $\zeta$  (kg/cm²)



Ascensore NORD-Momenti flettenti unitari per comb. sismica  $\zeta$  (kg/cm²)



Ascensore SUD-Tensioni membranali vert. e di taglio per comb. sismica  $\zeta$  (kg/cm<sup>2</sup>)



Ascensore SUD-Momenti flettenti unitari per comb. sismica  $\zeta$  (kg/cm<sup>2</sup>)

### SLU-Pressoflessione

Si trasla verso l'alto il diagramma M lineare di una quantità pari all'altezza critica  $h_{cr}=h_w/6=3,33$  m. Si verifica la striscia di larghezza un metro soggetta al momento massimo  $M_{yy}= 2298 \times 23,33/20=2681$  kgcm/cm=26,9 kNm/m, con un'armatura  $\varnothing 12/25$  sup. ed inf. e considerando il contributo della compressione pari a  $11,06 \times 20 \times 100/100=221,2$  kN

**N° figure elementari** 1 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	2
2	4,52	18

**Sollecitazioni**  
S.L.U. **Metodo n**

**N**  $E_d$  221,2 **0** kN  
**M**  $xEd$  26,9 **0** kNm  
**M**  $yEd$  0 **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**Aq50** **C680**  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  316,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  16 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,582 ‰  $\sigma_{c,adm}$  2,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  0 N/mm²  $\tau_{co}$  0,2  
 $\tau_{c1}$  0,9714

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

**M**  $xRd$  43,68 kN m  
 $\sigma_c$  -16 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  22,74 ‰  
**d** 18 cm  
**x** 2,401 **x/d** 0,1334  
 $\delta$  0,7

Il momento di calcolo risulta inferiore al momento resistente.

$$M_r=43,7 \text{ kNm} > M_d=26,9 \text{ kNm}$$

### SLU-Taglio

Il taglio di calcolo risulta inferiore al taglio resistente.

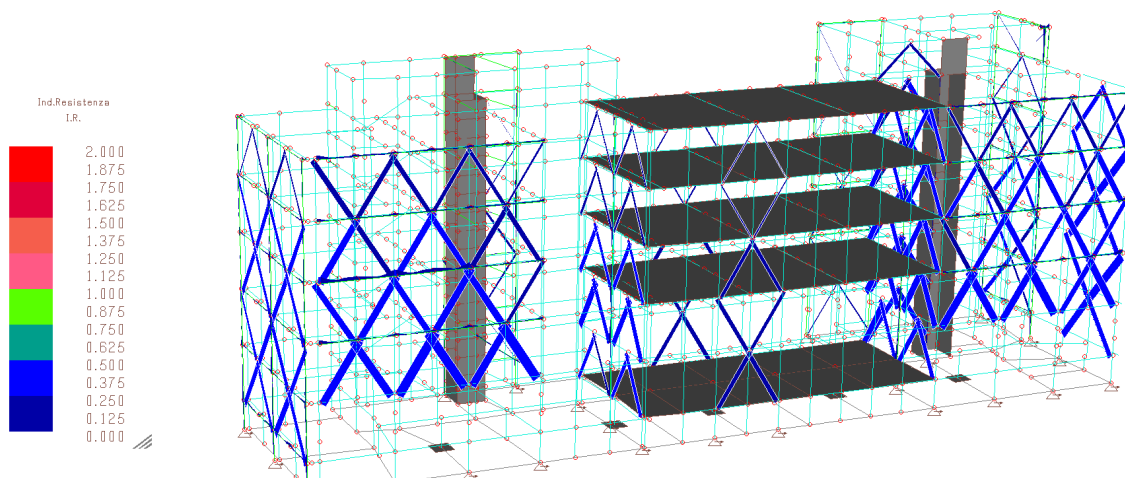
$$V_r=383,9 \text{ kN} > V_d=11,90 \times 20 \times 100/100=238,0 \text{ kN}$$

Dati sezione e materiale			
Base [cm]	20,00	Carico assiale [kN]	792
Altezza [cm]	100,00	diametro ferri lon.[mm]	12
Copriferro [cm]	2,00	$f_{ck}$ [N/mm²]	28
$f_{yk}$ [N/mm²]	363,70	$f_{cd}$ [N/mm²]	15,87
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	18
Area staffe [mm²]	101	numero braccia	2
Verifica a Taglio			
$\theta$ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	$\alpha_c$	$V_{Rsd}$ [kN]
3,1976	2,5000	1,25	383,91
Taglio Resistente di Progetto $V_{Rd}$ [kN]			383,91

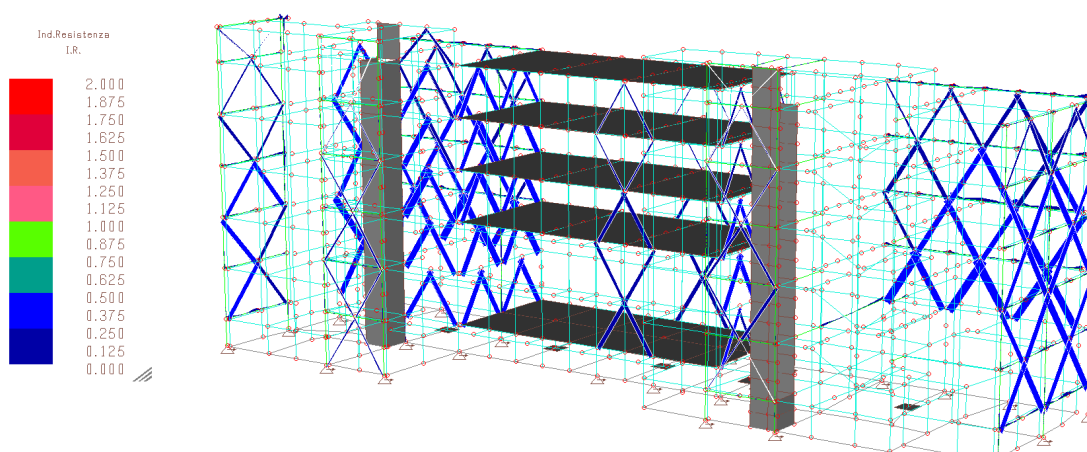
## Telai sismo-resistenti

### SLU-Resistenza e stabilità

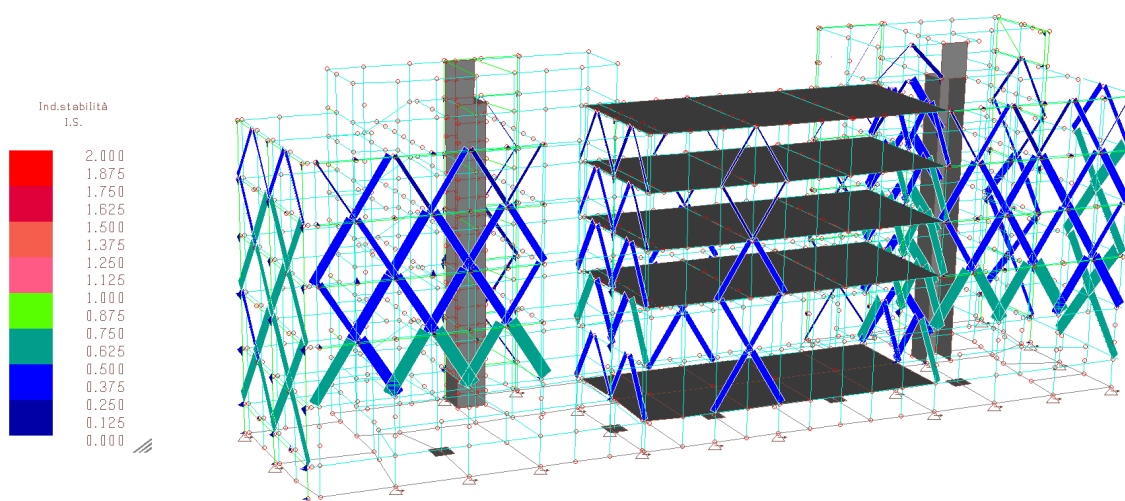
Si riportano gli indici di resistenza e stabilità, con viste assonometriche da EST e da OVEST.



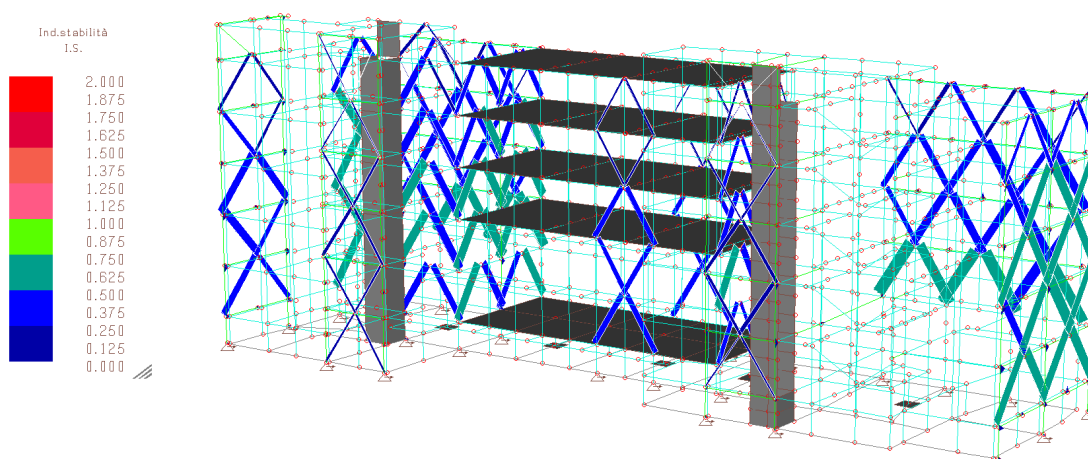
Vista da EST-Telai sismo-resistenti-Indici di resistenza per combinazione sismica  $\zeta$



Vista da OVEST-Telai sismo-resistenti-Indici di resistenza per combinazione sismica  $\zeta$



Vista da EST-Telai sismo-resistenti-Indici di stabilità per combinazione sismica  $\zeta$



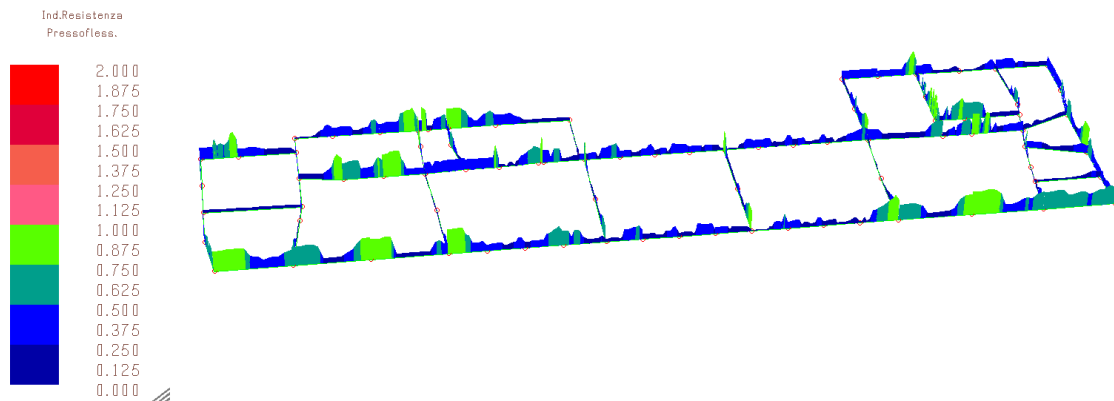
Vista da OVEST-Telai sismo-resistenti-Indici di stabilità per combinazione sismica  $\zeta$

### Travi di fondazione

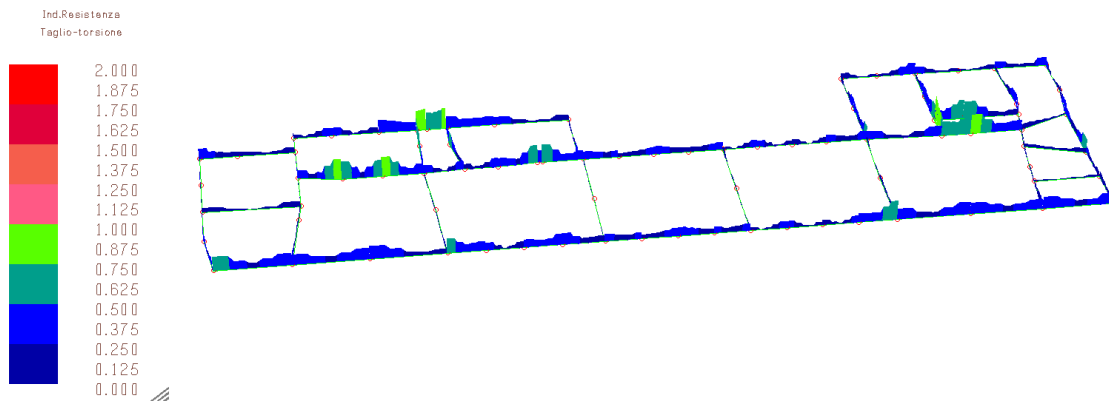
Le verifiche sono condotte considerando il comportamento non dissipativo, con fattore di comportamento ridotto e pari a  $2q/3$ .

*Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)*

## Pressoflessione



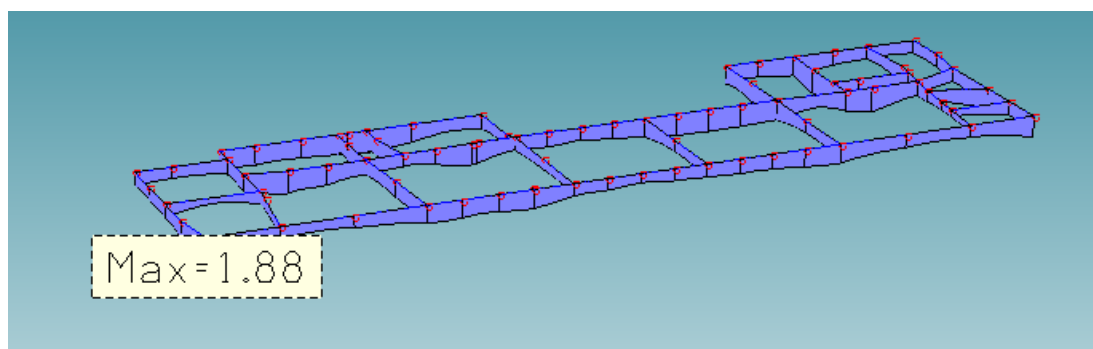
Travi fondazione-Indice di resistenza a pressoflessione per combinazione sismica  $\zeta$



Travi fondazione-Indice di resistenza a taglio-torsione per combinazione sismica  $\zeta$

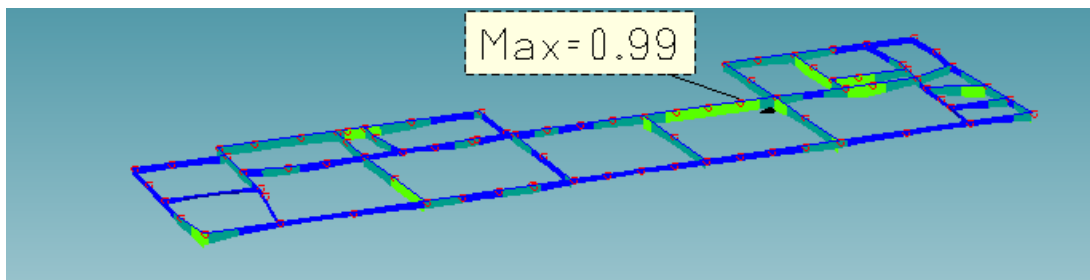
Le verifiche risultano soddisfatte (indice  $<1$ ) a seguito della maggiorazione delle armature e della realizzazione micropali in corrispondenza dei nuovi telai sismo-resistenti.

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)

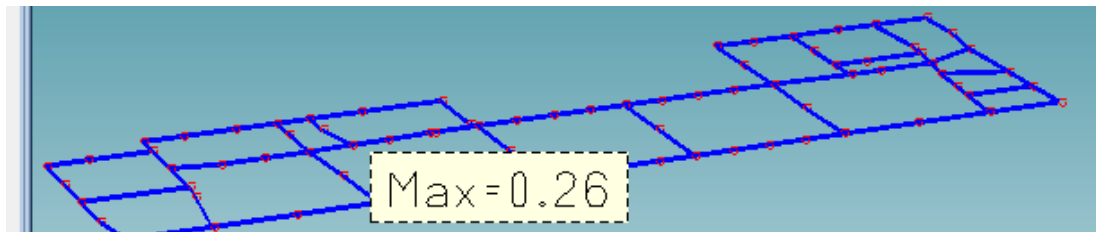


Travi fondazione-Pressioni sul terreno per combinazione sismica  $\zeta$  (kg/cm<sup>2</sup>)





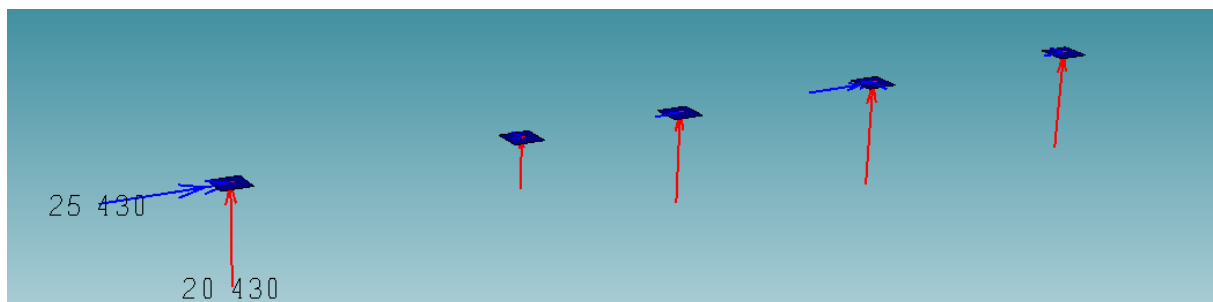
Travi fondazione-Indice di resistenza a capacità portante per combinazione sismica  $\zeta$



Travi fondazione-Indice di resistenza a scorrimento per combinazione sismica  $\zeta$

### Plinti di fondazione

Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)



Plinti fondazione-Reazioni vincolari per combinazione sismica  $\zeta$

N° strati barre 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	155	130

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 204,3 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 25,43

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☒ Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14,17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,6
		$\tau_{c1}$	1,829

$\sigma_c$  -0,1502 N/mm<sup>2</sup>

Verifica

N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

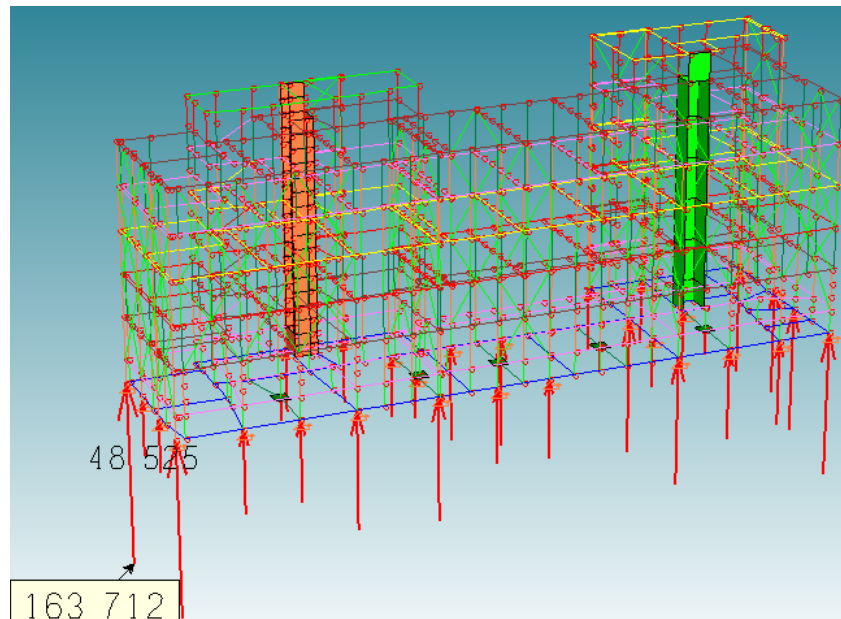
La pressione sul terreno risulta inferiore al carico ultimo sul plinto ( $1,5 \text{ kg/cm}^2 < 2,4 \text{ kg/cm}^2$ ).

*Verifica a raggiungimento della resistenza della sezione strutturale (SLU STR)*

Le sollecitazioni sono inferiori a quelle dovute alle combinazioni statiche, per cui la sezione resistente risultava verificata.

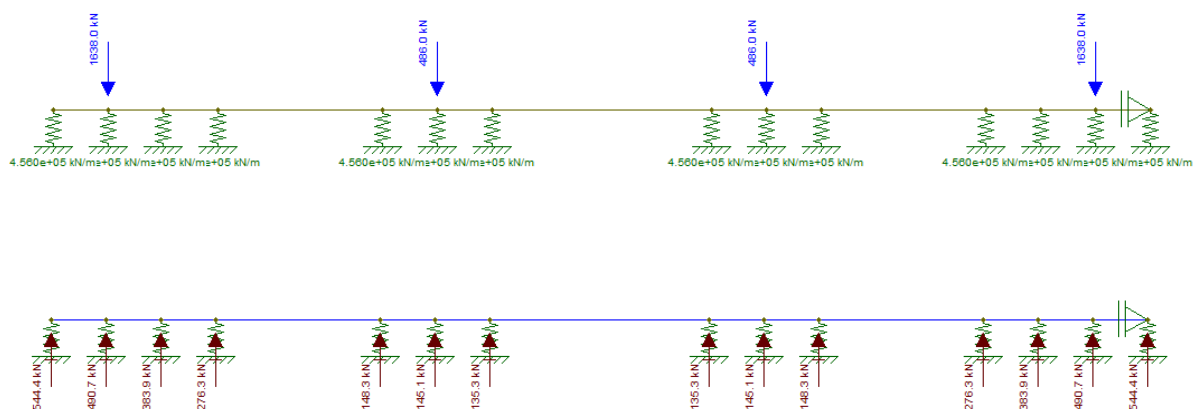
### Micropali di fondazione

*Verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (SLU GEO)*



Pali fondazione-Reazioni vincolari per combinazione sismica  $\zeta$

Le sollecitazioni massime si riscontrano per i telai del prospetto SUD: si modella la relativa palificata assegnando alle molle la rigidezza assiale dei pali.



Le sollecitazioni sui pali di estremità risultano superiori alla capacità portante del singolo palo (pari a 327 kN), per cui alle estremità della palificata si realizza una seconda fila di pali come da elaborato grafico.

## **10. ANALISI E VERIFICHE CON CODICI DI CALCOLO (§10 NTC 2018)**

---

### **10.1. CODICE DI CALCOLO ADOTTATO**

---

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it)) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine. Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà.

L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica. Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

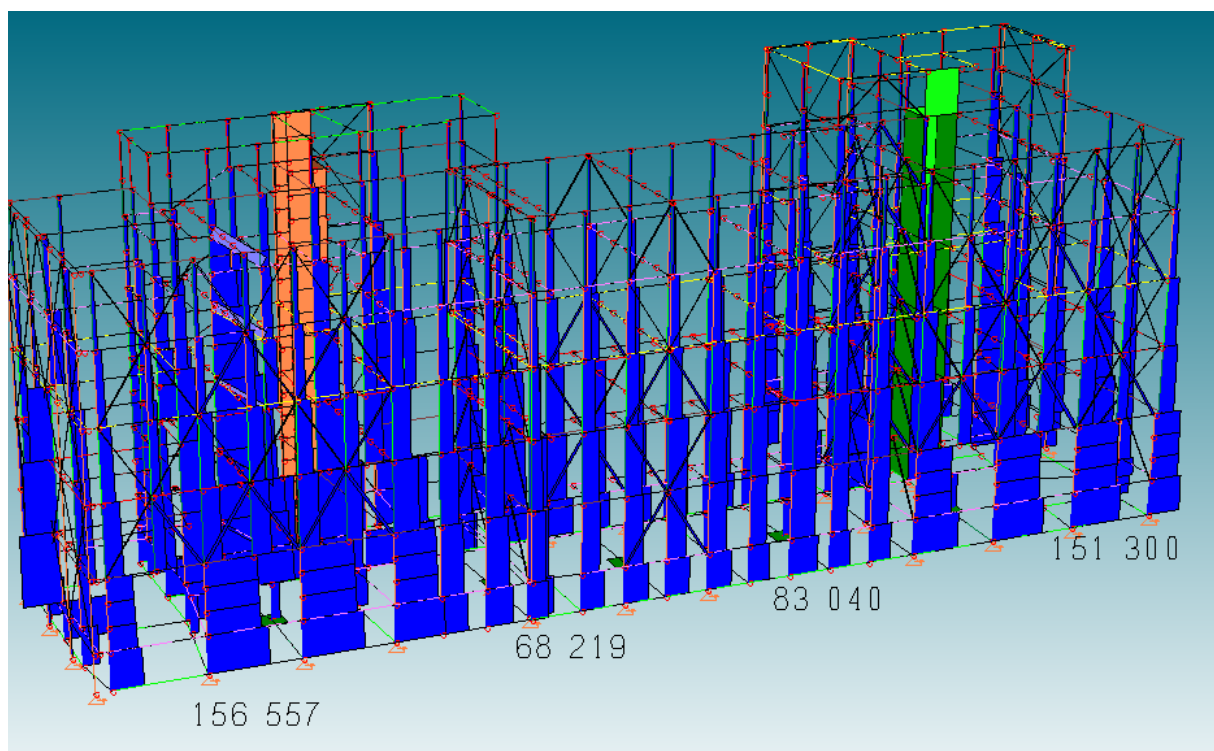
Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it). In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente. Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione. Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati. Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema. Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

## **10.2. AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI**

---

Per validare i risultati del modello si è deciso di confrontare le sollecitazioni per la combinazione di carico alle tensioni ammissibili ( $Y_f=1$ ) con quelle riportate nel progetto esecutivo strutturale. In particolare si è proceduto al confronto tra lo sforzo normale alla base dei pilastri, verificando che lo scarto massimo è contenuto nel 10%.

	Sforzo normale modello	Sforzo normale progetto originario
Pilastro 3	151300	135462
Pilastro 10	83040	76032
Pilastro 16	68219	65475
Pilastro 23	156557	137412



In fede

ing. Gianluca Pelle