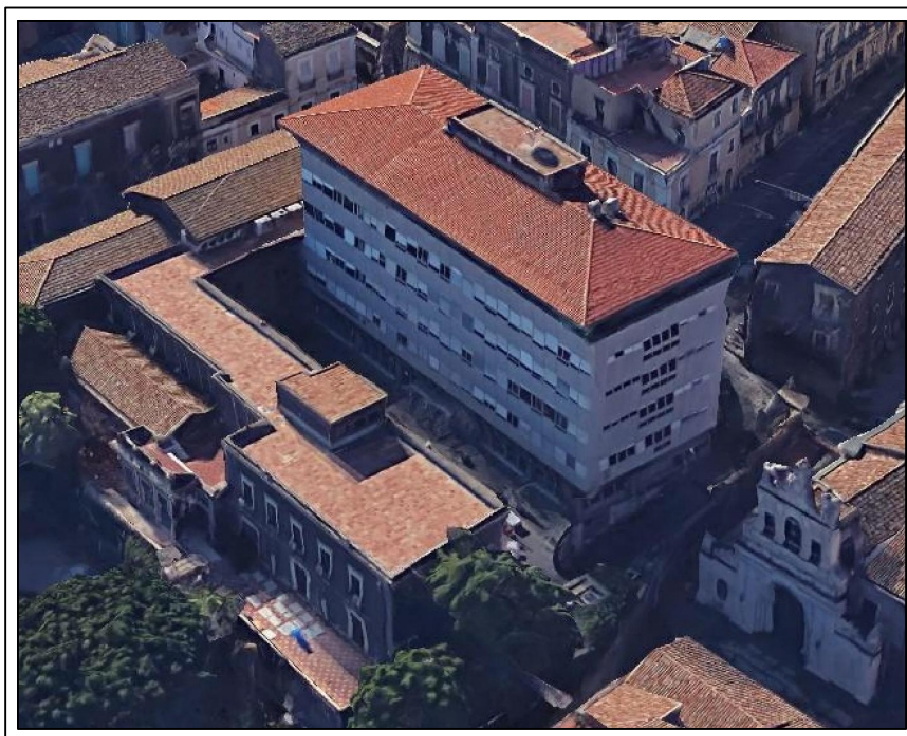




# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

A.P.S.E.Ma.



## PROGETTO DEFINITIVO

**A.10**

Relazione di calcolo

Data:  
aprile 2020

Agg.:

INTERVENTI DI RIFUNZIONALIZZAZIONE  
DELL'EDIFICIO SEMINARIO GIURIDICO SITO IN  
VIA GALLO, CATANIA "PALAZZO BOSCARINO"

BLOCCO 1  
INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

RESPONSABILE PROCEDIMENTO ing. G. L. IACONA	CONSULENZA SCIENTIFICA: D.I.C.Ar. Università di Catania			visto: IL DIRIGENTE dott. C. VICARELLI
	Proff. ingg. I.CALIÒ e A. GRECO Collab.ne: ingg. A.RUSSO - V. VALOTTA	Proff. ingg. S. D'URSO, G. MARGANI, V. SAPIENZA Collab.ne: ingg. G.RODONO' - F. PLATANIA	Prof. ing. R. LANZAFAME Collab.ne: ing. A. ROTELLA	
PROGETTISTI				
ing. A. NIGRO (COORD. PROGETTAZIONE, ASPETTI STRUTTURALI)	arch.tti E. PORTO- A. CANNISTRA' (ASPETTI ARCHITETTONICI)	ing. F. FILIPPINO (IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI)	ing. A. LO GIUDICE (IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI)	ing. G. CASTROGIOVANNI (IMPIANTI MECCANICI)
ing. M. AIELLO (IMPIANTO ANTINCENDIO)	dott.ssa M. C. MARINO (ASPETTI GEOLOGICI)	ing. S. PULVIRENTI (COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE)	geom. G. MAZZEO (ELABORATI TECNICO-CONTABILI)	sig. G. GIUNTA (TRASMISSIONE DATI)

# INDICE

1	INTRODUZIONE .....	4
2	NORMATIVA.....	6
3	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	6
4	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	6
5	LIVELLI DI CONOSCENZA ED INFORMAZIONI DESUNTE DAGLI ELABORATI PROGETTUALI.....	7
6	ANALISI DELLE AZIONI .....	14
6.1	Azioni statiche .....	14
6.2	Azione del sisma.....	15
6.3	Azione del vento .....	21
6.4	Azione della neve .....	23
6.5	Combinazione delle azioni .....	23
7	MODELLO NUMERICO E CRITERI DI VERIFICA DI MISURA DELLA SICUREZZA .....	24
7.1	Modellazione degli elementi strutturali .....	24
7.2	Modellazione delle rigidità degli elementi strutturali .....	25
7.3	Modellazione degli isolatori a pendolo scorrevole .....	25
7.4	Criteri di analisi per la valutazione della sicurezza della struttura .....	25
7.5	Criteri di verifica degli elementi strutturali .....	26

8	<b>ANALISI STRUTTURALI E VERIFICHE DI MISURA DELLA SICUREZZA .....</b>	<b>27</b>
8.1	<b>Risultati dell'analisi modale.....</b>	<b>27</b>
8.2	<b>Verifica allo stato limite ultimo (SLV - SLU) .....</b>	<b>30</b>
8.2.1	Verifica delle travi esistenti.....	31
8.2.1.1	Calcolo del rinforzo per le travi .....	34
8.2.2	Verifica dei pilastri esistenti.....	36
8.2.2.1	Calcolo del rinforzo per i pilastri.....	42
8.2.3	Verifica dei nodi trave-pilastro.....	45
8.2.4	Verifica delle scale .....	49
8.2.4.1	Sbarchi .....	49
8.2.4.2	Pianerottoli.....	57
8.2.4.3	Scala .....	65
8.2.4.3.1	Alzata .....	65
8.2.5	Verifica delle mensole tozze e dei nuclei .....	69
8.2.5.1	Mensole tozze .....	69
8.2.5.2	Baggiolo.....	72
8.2.5.3	Martinetto su piastra di fondazione.....	73
8.2.6	Nucleo .....	74
8.2.7	Verifica dei controventi.....	90
8.2.8	Verifica delle chiavi di taglio negli sbarchi.....	93
8.2.8.1	Chiavi di taglio Y.....	93
8.2.8.2	Chiavi di taglio XY.....	96
8.2.9	verifica delle travi del tetto giardino .....	106
8.2.10	verifica della soletta del tetto giardino .....	107
8.2.11	Verifica delle connessioni a quota 0.00 .....	110
8.3	<b>Isolatori sismici .....</b>	<b>111</b>
8.3.1	Verifica allo stato limite di collasso .....	111

8.4	<b>Verifica allo stato limite di esercizio .....</b>	<b>119</b>
8.4.1	verifica del drift di piano per la facciata ventilata .....	119
8.4.2	verifica delle travi del tetto giardino .....	122
8.4.3	verifica di non distacco degli isolatori per effetto dell'azione del vento .....	122
9	<b>GIUDIZIO MOTIVATO SULLA SCELTA DEGLI INTERVENTI .....</b>	<b>123</b>
10	<b>ALLEGATI.....</b>	<b>124</b>

# 1 INTRODUZIONE

La presente relazione si riferisce al progetto definitivo strutturale di adeguamento sismico di ‘Palazzo Boscarino’ sito nel comune di Catania in via Gallo 22, (Figura 1 e Figura 2). La progettazione strutturale è stata readatta dall’ufficio tecnico dell’università con il coordinamento dell’ing. Antonio Nigro e la consulenza scientifica dei proff. Ivo Calì e Annalisa Greco in stretta collaborazione con gli ingg. Antonino Russo e Vito Valotta. Quest’ultimi sono stati selezionati, dai consulenti scientifici, per la loro documentata esperienza in ambito strutturale e sono stati incaricati mediante contratti di collaborazione stipulati con l’Università degli studi di Catania attraverso il DICAR, Dipartimento Ingegneria Civile e Architettura.



Figura 1. Planimetria generale della zona in cui sorge l’edificio.





Figura 2. Vista dell'edificio oggetto dell'analisi.

Data la particolarità della soluzione strutturale il progetto verrà considerato come caso di studio nei progetti di ricerca in cui il DICAR risulta coinvolto e come esempio di adeguamento sismico con tecniche innovative di un edificio esistente progettato e realizzato per soli carichi verticali.

Alla soluzione strutturale definitiva si è giunti per successivi affinamenti progettuali che hanno condotto alla soluzione finale, quest'ultima è stata anche ulteriormente rielaborata per soddisfare alcune scelte di progettazione associate alla progetto di efficientamento energetico.

La concezione strutturale del progetto di adeguamento è basata su una strategia di isolamento sismico con piano di isolamento principale posto a quota  $+4.9$  m, corrispondente alla sommità del piano porticato d'ingresso, Figura 2, e un'ulteriore quota di isolamento a  $-5.75$  m su cui poggia il nuovo nucleo scale e ascensori. Per ottimizzare la risposta dinamica la sovrastruttura è stata irrigidita attraverso l'inserimento di controventi di acciaio con sezione tubolare la cui soluzione caratterizza la nuova estetica dell'edificio. Nel progetto è prevista la totale demolizione del nucleo di collegamento

verticale originale, rappresentato da un ascensore e una scala perimetrale insieme alla rimozione di un campo di solaio adiacente, per lasciare spazio a un nuovo nucleo di collegamento verticale costituito da due nuclei ascensori e due scale indipendenti.

Il nucleo di collegamento verticale è vincolato alla sovrastruttura attraverso chiavi di taglio poste ad ogni impalcato e poggia su otto isolatori posti alla quota di fondazione -5.75 m.

## **2   NORMATIVA**

- Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018.
- Circolare n.7 del 21/01/2019.
- Eurocodice 3 -EN 1993 -1 - Progettazione delle strutture di acciaio.
- Eurocodice 8 - EN 1998 -3 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.

## **3   CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI**

Il codice di calcolo utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni è il Midas/Gen, prodotto da MIDAS Information Technology Co. Ltd, distribuito da HARPACEAS s.r.l., viale Richard 1, 20143 Milano, N. licenza USGW001029.

## **4   DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO**

L'edificio, la cui costruzione risale agli anni sessanta (1965), ha struttura portante in calcestruzzo armato e si sviluppa per sette piani, dei quali sei fuori terra e un seminterrato, con un'altezza della quota di gronda di circa 25 metri. La pianta dell'edificio è rettangolare con dimensioni di circa 40 metri in direzione longitudinale e di circa 14 metri in direzione trasversale. La tipologia costruttiva dell'esistente è di tipo intelaiata in calcestruzzo armato con la sola eccezione del corpo ascensore, realizzato mediante un nucleo di setti in calcestruzzo armato solo parzialmente collegato alla struttura intelaiata.

L'edificio è stato progettato per resistere unicamente a carichi gravitazionali coerentemente alla normativa vigente all'epoca della costruzione (R.D. 2229/1939), in assenza quindi di una specifica normativa sismica, tuttavia occorre rilevare che l'edificio è stato ben progettato e ben realizzato.

## **5 LIVELLI DI CONOSCENZA ED INFORMAZIONI DESUNTE DAGLI ELABORATI PROGETTUALI**

Nelle verifiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti, il livello di conoscenza della geometria, dei particolari costruttivi, delle proprietà dei materiali e del loro stato di conservazione è un aspetto essenziale, in quanto la normativa definisce un ‘fattore di conoscenza’ che penalizza le verifiche in base alla qualità e quantità delle informazioni disponibili o reperite in merito. Secondo l’approccio codificato nel DM 17/01/2018, quanto più basso è il livello di conoscenza (LC) della struttura oggetto di analisi, tanto maggiore è l’incertezza attesa nella determinazione dei valori di capacità locale e globale derivanti dall’analisi. Pertanto, a garanzia di protezione da tale incertezza, è stato introdotto un parametro denominato ‘fattore di confidenza’ (FC), funzione del livello di conoscenza, che riduce opportunamente le proprietà dei materiali da utilizzarsi per il calcolo.

Il Livelli di Conoscenza secondo le NTC 2018 sono i seguenti:

- LC1: conoscenza limitata
- LC2: conoscenza adeguata
- LC3: conoscenza accurata

I Fattori di Confidenza, dipendenti dai Livelli di Confidenza, sono così definiti:

- $FC(LC1) = 1.35$
- $FC(LC2) = 1.2$
- $FC(LC3) = 1.0$

Nel caso in oggetto, avendo a disposizione buona parte degli elaborati grafici strutturali, la relazione di calcolo dell’epoca e i risultati delle prove di caratterizzazione meccanica dei materiali, avvenute durante la campagna di indagini sui materiali appositamente effettuata, si sono adottati i valori di calcolo successivamente specificati in tabella 1.

Le NTC18 al § 8.7.2 prescrivono che per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3 delle NTC18, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Le NTC18 al § 8.7.2 prescrivono che per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono ulteriormente per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.



Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo viene assunta pari alla media rilevata considerando tutti i provini (ad eccezione della carota C5 perché fuori dalla deviazione standard della dispersione dei valori sperimentali ottenuti). Il valore del modulo di elasticità (E) e della resistenza cubica ( $R_{ck}$ ) vengono quindi determinati seguendo le prescrizioni delle NTC18.

Tabella 1: Parametri del calcestruzzo adoperati nel calcolo

<b>Parametro</b>	<b>Valore caratteristico [N/mm<sup>2</sup>]</b>
$E_c$	29495
$f_c$ medio provini	26.57
$f_{ck} = f_{cm} / FC = f_{cm} / 1.2$	22.14
$f_{cd}(\text{elem./mec duttili})$	22.14
$f_{cd}(\text{elem./mec fragili})$	$22.14/1.5=14.76$
$f_{cfm}$	1.75
$\epsilon_{c0}$	2 mm/m
$\epsilon_{c1}$	3.5 mm/m

Per limitare il danneggiamento agli elementi strutturali le caratteristiche dell'acciaio sono state desunte dai dati disponibili relativi al progetto originale e dall'estrazione di due provini. I risultati sono riportati nella successiva (Tabella 2).

Tabella 2: risultati delle prove condotte sui provini estratti.

<b>Id prova</b>	<b>Elemento</b>	<b>Diametro nominale [mm]</b>	<b>Diametro nominale [mm]</b>	<b>Tensione di Snervamento [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Tensione di Rottura [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Allungamento specifico [%]</b>
B1	Pilastro 16, Piano Quinto	14,00	13,99	310,38	440,84	32,14
B2	Pilastro 19, Piano Terzo	16,00	15,95	308,86	454,13	34,50

Nelle verifiche viene considerato un comportamento elastico perfettamente plastico infinitamente duttile con resistenza pari alla media dei valori misurati ridotti secondo il fattore di confidenza (Tabella 3):

Tabella 3: risultati delle prove condotte sui provini estratti.

<b>Parametro</b>	<b>Valore caratteristico [N/mm<sup>2</sup>]</b>
Es	210000
f <sub>y</sub> medio provini	309,62
f <sub>yk</sub> = f <sub>ym</sub> / FC	258
f <sub>yd</sub> (elem./mec duttili)	258
f <sub>yd</sub> (elem./mec fragili)	258/1.15=224
ε <sub>su</sub>	10 mm/m

Per quanto riguarda la geometria e l'armatura di travi e colonne si fa riferimento alle seguenti tabelle, nelle quali sono riportati le dimensioni e la quantità di armature metalliche presenti nelle sezioni principali degli elementi per ciascun piano dell'edificio.

Si precisa che dalle informazioni disponibili non è stato possibile definire le armature degli elementi dell'impalcato sotto tetto e dei pilastri che lo sorreggono, quindi si sono assunte quelle della quota immediatamente inferiore. Di seguito si riportano le armature dei pilastri dedotte dalla documentazione esistente e dalle prove pacometriche. Si fa riferimento allo schema tipologico riportato nella figura 3. La numerazione dei pilastri riportata nella tabella 6 fa riferimento a quanto riportato nelle figure 11-15 del capitolo 3 del report della campagna indagini sopra menzionata e condotta dalla società di ingegneria Omniatest srl. Con 'h' si indica la dimensione del pilastro lungo il piano di inflessione dei telai (direzione trasversale dell'edificio).

Si rimanda agli allegati per visualizzare la disposizione spaziale degli elementi oggetto di verifica.

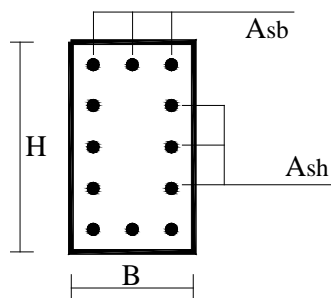


Figura 3. Schema tipologico armatura pilastri.

Tabella 4: Armature dei pilastri considerate nel calcolo.

Pilastri	Asb	2* Ash
CIRC_40x80_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16
CIRC_40x90_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16
P_40x65_1C	2φ18+ 1φ16	4φ16
P_40x65_1L	2φ18+ 1φ16	2φ18
P_40x50_2C	2φ18 + 1φ16	2φ16
P_40x50_2L	3φ16	2φ16
P_40x40_3C	2φ18 + 1φ16	-
P_40x40_3L	3φ16	-
P_40x40_4C	3φ14	2φ14
P_40x40_4L	3φ14	2φ14
P_40x40_5C	3φ14	2φ14
P_40x40_5L	3φ14	2φ14
40x65	7φ22	4φ22

Di seguito si riportano le armature delle travi considerate nelle elaborazioni:

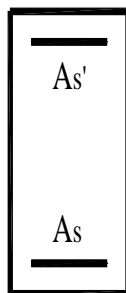


Figura 4. Schema tipologico armatura travi.

Tabella 5: Armature delle travi considerate nel calcolo.

Travi	Appoggio Laterale		Mezzeria	
	$A_s$	$A's$	$A_s$	$A's$
T_40x55_int_port	$4\phi 16+3\phi 20$	$3\phi 20+1\phi 16$	$5\phi 20$	$5\phi 20$
T_40x55_1-2	$3\phi 22+3\phi 16$	$3\phi 22+3\phi 16$	$2\phi 20+3\phi 22$	$2\phi 20+3\phi 22$
T_40x55_3-4-5	$5\phi 20$	$5\phi 20$	$2\phi 20+3\phi 22$	$2\phi 20+3\phi 22$
T_35x21	$2\phi 10+2\phi 12$	$2\phi 10+2\phi 12$	$2\phi 10+2\phi 12$	$2\phi 10+2\phi 12$
40x80	$5\phi 20$	$2\phi 20$	$8\phi 20$	$2\phi 20$
40x30	$4\phi 20$	$4\phi 20$	-	-

Tabella 6: Armature delle travi considerate nel calcolo.

Travi	Appoggio Centrale	
	As	A's
T_40x55_int_port	2 $\phi$ 16+3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 22	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 22
T_40x55_1-2	2 $\phi$ 20+4 $\phi$ 22	2 $\phi$ 16+3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20
T_40x55_3-4-5	4 $\phi$ 18+4 $\phi$ 22	4 $\phi$ 18+4 $\phi$ 22
T_35x21	-	-
40x80	-	-
40x30	-	-

Il passo delle staffe, utilizzato per le verifiche a taglio, viene di seguito determinato come media tra le misure effettuate in corrispondenza dei nodi, considerando un intervallo di 4 campi. Gli elementi vengono suddivisi per tipologia (travi e pilastri).

- letture pilastri

PILASTRI													
SAGGIO	P1	P2	P3	P6	P9	P10	P12	P14	P16	P17	P18	P19	P20
p1	12	12	23	18	12	15	11	21	21	23	16	11	11
p2	23	10	15	14	17	16	18	21	14	28	22	14	18
p3	33	20	18	15	17	11	18	19	14	18	16	11	16
p4	19	23	16	16	18	20	16	20	14	18	15	14	15
Somma	87	65	72	63	64	62	63	81	63	87	69	50	60
Passo medio elemento	21,75	16,25	18	15,75	16	15,5	15,75	20,25	15,75	21,75	17,25	12,5	15
n provini	13												
Passo medio	17,04												

- letture travi

TRAVI							
SAGGIO	P4	P5	P7	P8	P11	P13	P15
p1	17	20	19	17	15	11	11
p2	18	18	14	15	17	18	14
p3	19	21	11	15	17	13	19
p4	17	18	24	14	15	18	17
Somma	71	77	68	61	64	60	61
Passo medio elemento	17,75	19,25	17	15,25	16	15	15,25
n provini	7						
P medio	16,50						

Nelle verifiche di sicurezza verrà considerato un passo costante delle staffe pari a 20 cm.



## 6 ANALISI DELLE AZIONI

### 6.1 AZIONI STATICHE

I pesi dei componenti strutturali e non strutturali sono state desunti dai documenti del progetto originale in possesso, da ripetuti rilievi e dalle scelte operate per la riqualificazione sismica ed energetica.

- Peso strutture di c.a. in getto pieno:  $\rightarrow g_{1,k} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Solai di piano e scale:
  - Peso proprio solaio monodirezionale e travetti  
 $h = 16+5\text{cm} \rightarrow g_{1,k} = 2.22 \text{ kPa}$
  - Peso proprio solaio bidirezionale e travetti  
 $h = 16+5\text{cm} \rightarrow g_{1,k} = 4 \text{ kPa}$
  - Peso proprio soletta piena scale  
 $h = 19.2\text{cm} \rightarrow g_{1,k} = 4.8 \text{ kPa}$
  - Peso proprio tetto giardino  
 $h = 5.5/2+5.5 \text{ cm} \rightarrow g_{1,k} = 4.6 \text{ kPa}$
  - Permanente portato solai compreso di pignatte  
 $\rightarrow g_{2,k} = 2.8 \text{ kPa}$
  - Permanente portato scale e pianerottoli  
 $\rightarrow g_{2,k} = 1 \text{ kPa}$
  - Permanente portato tetto giardino  
 $\rightarrow g_{2,k} = 2.6 \text{ kPa}$
  - Variabile ai piani (Cat. C2)  $\rightarrow q_k = 4.0 \text{ kPa}$
  - Variabile scale (Cat. C2)  $\rightarrow q_k = 4.0 \text{ kPa}$
  - Variabile tetto giardino (Cat. C3)  $\rightarrow q_k = 5.0 \text{ kPa}$
- Tamponamenti esterni:
  - Facciata ventilata con attacchi puntuali lungo il cordolo perimetrale dell'impalcato  $\rightarrow G_{2,k} = 6 \text{ kN}$

In virtù del sistema costruttivo delle facciate disposte sui lati principali dell'edificio, i relativi pesi sono stati assegnati direttamente mediante carico nodale.

## 6.2 AZIONE DEL SISMA

Le azioni sismiche di progetto, sulle quali valutare il rispetto dello stato limite considerato, si definiscono in funzione della pericolosità sismica di base del sito.

Nel caso in esame si considerano gli stati limite di Collasso (SLC), di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD), riferiti rispettivamente ad una probabilità di superamento  $P_{VR}$  pari al 5%, 10% e 63% nel periodo di riferimento  $V_R$ . Considerando il tipo di costruzione si ha una vita nominale  $V_N=50$  anni e una classe d'uso  $C_U$  di tipo III.

Pertanto,  $V_R = C_U \cdot V_N = 1.5 \cdot 50 = 75$  anni, cui corrisponde un periodo di ritorno  $T_R$  di 1462, 712 e 75 anni rispettivamente per i tre stati limite considerati.

La categoria di sottosuolo di riferimento è di tipo B mentre la categoria topografica di riferimento è T1.

Per la determinazione delle azioni sismiche, si trovano in allegato al DM 17/01/2018 i seguenti valori:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in oggetto:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,074	2,548	0,259
SLD	75	0,091	2,515	0,278
SLV	712	0,248	2,438	0,404
SLC	1462	0,346	2,404	0,479

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito attraverso le seguenti relazioni, in funzione del periodo proprio di vibrare.

$$0 \leq T \leq T_B S_e(T) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot \left( \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B \leq T \leq T_C S_e(T) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \eta \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$S = S_S \cdot S_T$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ( $S = 1.067$  all'SLC,  $S = 1.158$  all'SLV);

$\eta = 1$  per  $\xi = 5\%$ .

Come è descritto nel seguito, nelle analisi sono stati utilizzati gli spettri di risposta elastici sia per la componente verticale che per quelle orizzontali. In Figura 5 sono rappresentati gli spettri orizzontali utilizzati nelle analisi.

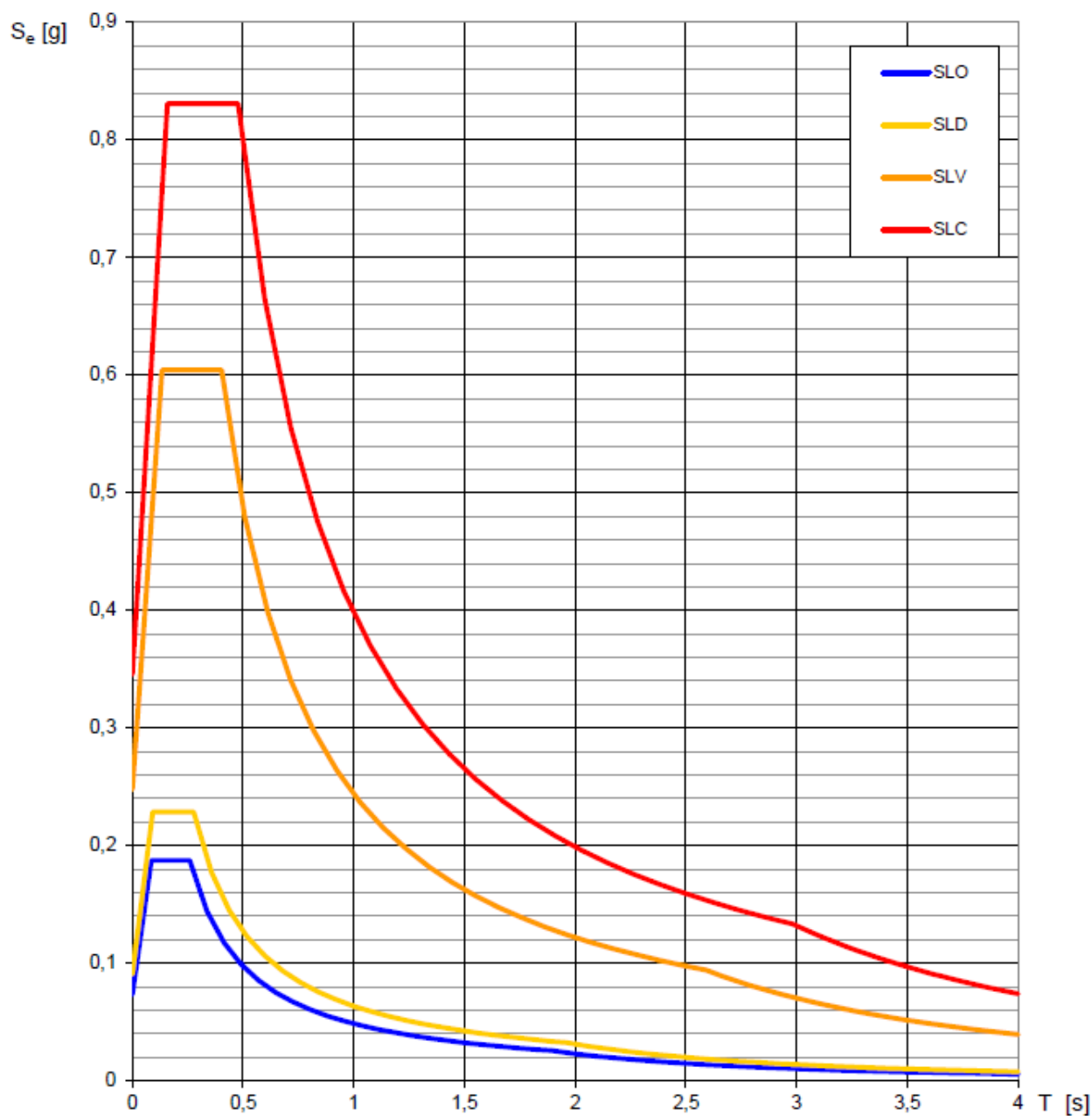


Figura 5. Spettri della componente orizzontale del sisma utilizzati nelle analisi.

Partendo dagli spettri sopra riportati, come input per le analisi time history sono stati selezionati tre terne di accelerogrammi artificiali spettro compatibili per ciascuno degli stati limite SLD, SLV e SLC (mediante  $9+9+9=27$  accelerogrammi distinti, tali set includono le due componenti orizzontali e la componente verticale delle registrazioni). Per far ciò si è utilizzato il software free license

SIMQKE\_GR liberamente scaricabile dal sito del prof. Piero Gelfi dell'università di Brescia. Nelle immagini seguenti sono rappresentati gli spettri associati agli accelerogrammi utilizzati.

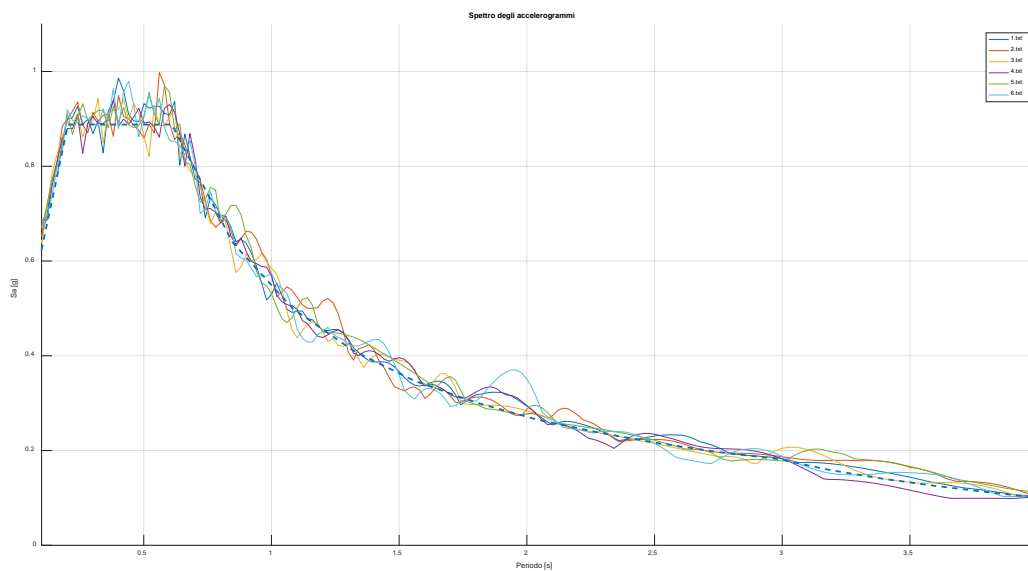


Figura 6. Spettri orizzontali degli accelerogrammi all'SLC

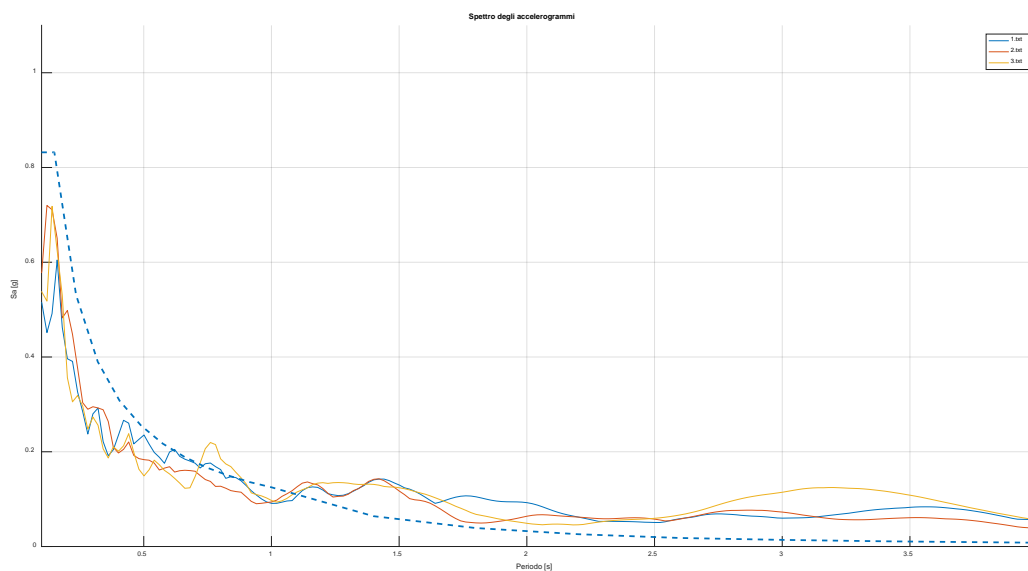


Figura 7. Spettri verticali degli accelerogrammi all'SLC

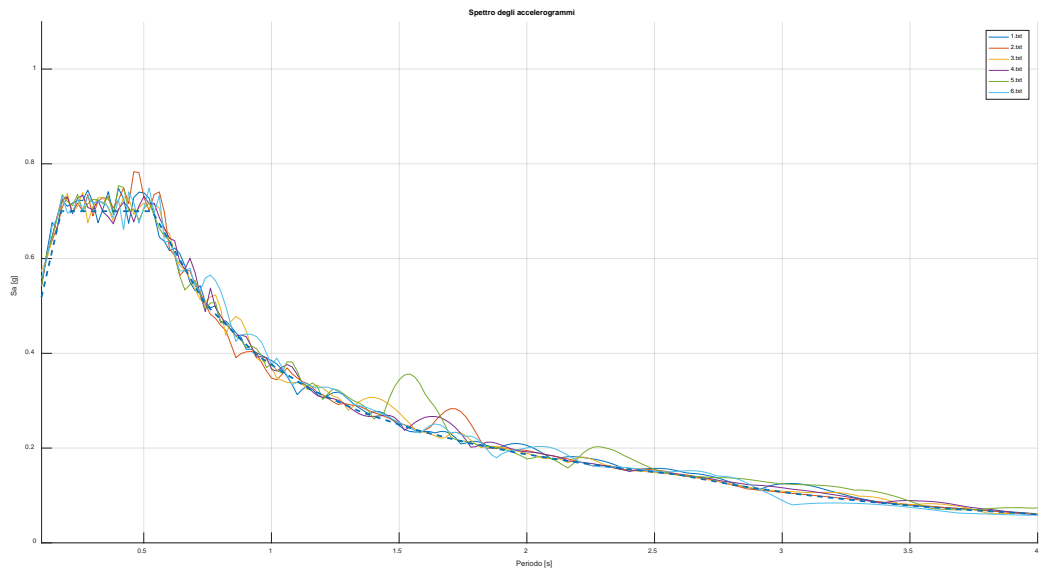


Figura 8. Spettri orizzontali degli accelerogrammi all'SLV

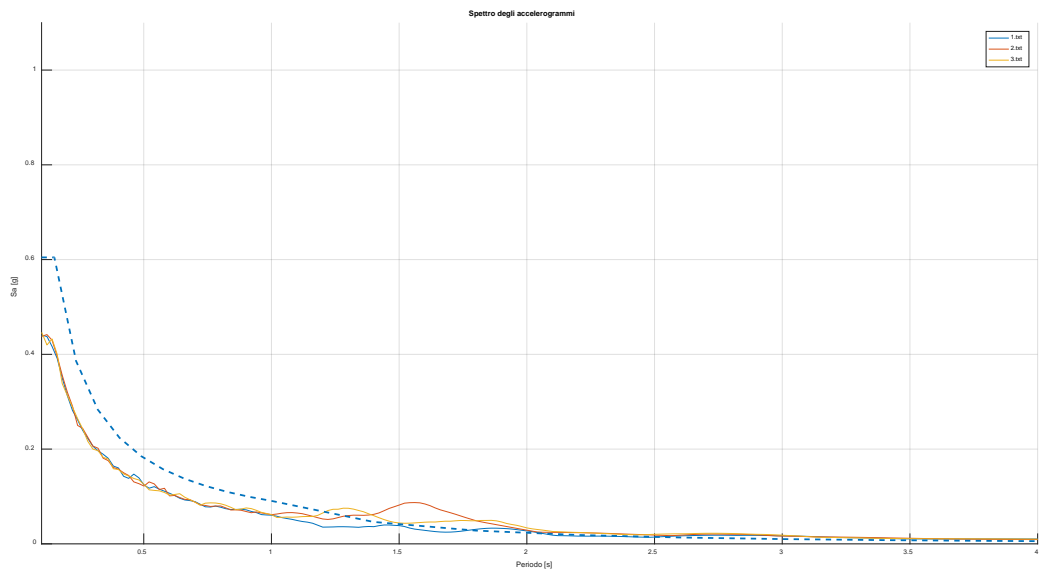


Figura 9. Spettri verticali degli accelerogrammi all'SLV



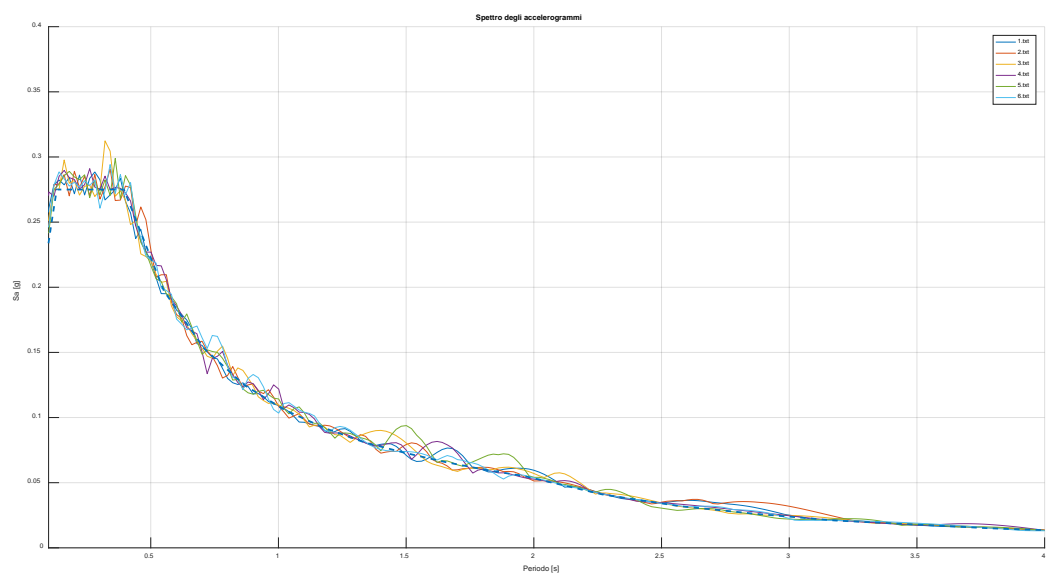


Figura 10. Spettri orizzontali degli accelerogrammi all'SLD

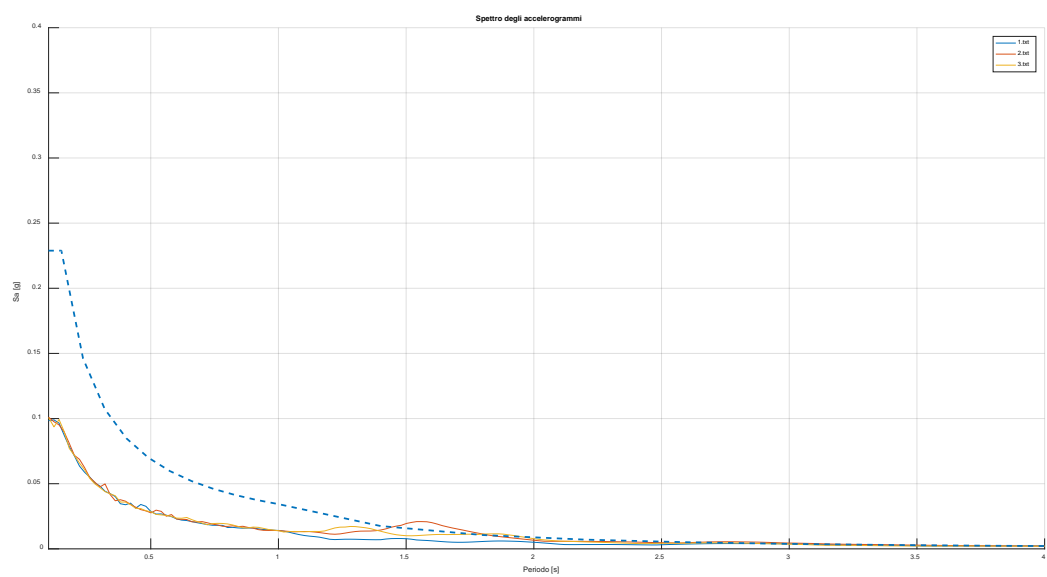


Figura 11. Spettri verticali degli accelerogrammi all'SLD

### 6.3 AZIONE DEL VENTO

La pressione del vento agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$  è data dall'espressione:

$$p = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

con:

$q_{\text{ref}}$ : pressione cinetica di riferimento

$c_e$ : coefficiente di esposizione

$c_p$ : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

$c_d$ : coefficiente dinamico

#### Calcolo di $q_{\text{ref}}$

La pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione, funzione della velocità di riferimento del vento:

$$q_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho v_{\text{ref}}^2$$

con:

$v_{\text{ref}}$ : velocità di riferimento del vento (in m/s)

$\rho$ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>

Per la Zona 4 (Sicilia), si hanno i seguenti valori:

$$v_{\text{ref},0} = 28 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

Poiché l'altitudine del sito ove sorge l'edificio è minore di  $a_0$ , la velocità del vento assume il valore:

$$V_{\text{ref}} = v_{\text{ref},0}$$

da cui segue che:  $q_{\text{ref}} = 49 \text{ daN/m}^2$

#### Calcolo di $c_e$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi

specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

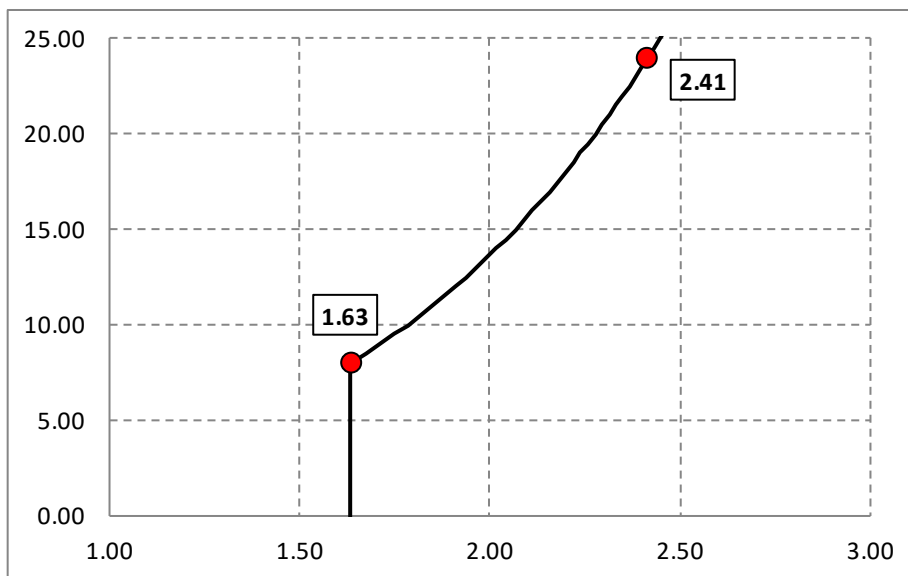
All'edificio in oggetto corrisponde una classe di rugosità del terreno A e altitudine inferiore a 500 m s.l.m., di conseguenza la categoria di esposizione risulta essere la IV, caratterizzata dai seguenti valori dei parametri:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Coefficiente di esposizione alla quota $z_{\max}$	$c_e(z_{\max})$	=	2.41	-
Coefficiente di esposizione alla generica quota $z$	$c_e(z)$	=	1.63	-



**Figura 12. Profilo del coefficiente  $C_e$ .**

si ha per  $Z \leq Z_{\min}$ :  $c_e = 1.63 \rightarrow P_{\min} = 0.8 \text{ kN/m}^2$

si ha per  $Z=24$  m:  $c_e=2.45 \rightarrow P_{\max}=1.2 \text{ kN/m}^2$

#### Calcolo di $c_p$

Il coefficiente di forma  $c_p$  vale:

$c_p = 0.8$  per elementi sopravento

$c_p = 0.4$  per elementi sottovento

#### Calcolo di $c_d$

A favore di sicurezza si considera il valore di  $c_d$  pari a 1.

Di seguito si calcolano le forze risultanti del vento e le quote di applicazione delle stesse. Il taglio alla base complessivo del vento nella direzione più sfavorevole è pari a  $V_{\text{vento}}=1075 \text{ kN}$ .

Risultante dell'azione del vento NTC18								
z	Ce	Cp	Cd	p	larghezza	A	F	quota. appl.
[m]				[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[kN]	[m]
4.9	1.63	1.2	1	0.96	35	172	165	2.45
8.2	1.63	1.2	1	0.96	39	129	124	5.75
11.5	1.88	1.2	1	1.11	39	129	142	9.05
14.8	2.06	1.2	1	1.21	39	129	156	12.35
18.1	2.2	1.2	1	1.30	39	129	167	15.65
21.9	2.35	1.2	1	1.38	39	148	205	19.45
24	2.41	1.2	1	1.42	39	82	116	22.55
						$V_{\text{vento}}$	1075	kN

## 6.4 AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve per la città di Catania  $q_{sk}=0.6 \text{ kPa}$ , non risulta dimensionante considerando che il carico variabile del tetto giardino (Cat. C3) è  $q_k = 5.0 \text{ kPa}$ .

## 6.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni che saranno utilizzate nelle verifiche ai paragrafi seguenti.

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

## 7 MODELLO NUMERICO E CRITERI DI VERIFICA DI MISURA DELLA SICUREZZA

### 7.1 MODELLAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le travi e le colonne sono state modellate con elementi monodimensionali di tipo frame; le pareti dei nuclei, le piastre e le scale in calcestruzzo armato sono state modellate con elementi bidimensionali tipo plate.

Poiché i solai di piano sono a semplice orditura, i relativi carichi sono stati applicati direttamente alle travi principali dei telai come carichi di linea uniformemente distribuiti. Eccezione è stata fatta per il solaio a quota 4.9 m che risulta a doppia orditura e per il quale i carichi distribuiti sono equiripartiti in entrambe le direzioni.

Malgrado la presenza ad ogni livello della soletta collaborante con le nervature dei solaio di spessore sempre pari o superiore ai 5 cm, gli orizzontamenti non sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I controventi di acciaio sono stati modellati con elementi truss elastici lineari.

Sono stati prodotti anche dei modelli locali per riprodurre il comportamento degli impalcati modellando esplicitamente il solaio in laterocemento, in dettaglio i modelli hanno riguardato il solaio tipo e il solaio relativo al tetto giardino. E' stato anche implementato un modello locale che comprende tutto l'organismo strutturale costituito dal nucleo ascensore, le piastre costituenti alzata e

pedata, le mensole tozze che poggiano sui quattro isolatori, il baggiolo dell'isolatore e il suo basamento.

## **7.2 MODELLAZIONE DELLE RIGIDEZZE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Al fine di tenere conto dei fenomeni fessurativi che insorgono negli elementi resistenti al sisma, il 17/01/2018 consente di ridurre la loro rigidezza nominale  $EJ_{gross}$ . Valutando i momenti sismici in relazione a quelli statici e considerando il tasso di lavoro dovuti ai carichi gravitazionali. Nel calcolo si è fatto uso delle rigidezze in fase fessurata  $EJ_{eff} = \alpha \cdot EJ_{gross}$  con  $\alpha = 0.5$  per travi e colonne solo per il dimensionamento dei controventi di acciaio.

## **7.3 MODELLAZIONE DEGLI ISOLATORI A PENDOLO SCORREVOLE**

L'isolatore a pendolo scorrevole è modellato attraverso un link non lineare che agisce con delle forze equivalenti esterne (force type) che si configurano integrando la legge costitutiva non lineare e non modificando la matrice di rigidezza della struttura. Tuttavia devono essere implementate delle proprietà efficaci (linear properties) che entrano in gioco nella definizione delle caratteristiche lineari dell'isolatore usate ad esempio per l'analisi modale e statica.

## **7.4 CRITERI DI ANALISI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA**

Il codice di calcolo utilizzato esegue tutti i tipi di analisi, statiche e dinamiche, con un'estesa libreria di legami costitutivi dei materiali costituenti gli elementi finiti (lineari o non lineari).

Al fine di verificare l'affidabilità del codice di calcolo possono essere consultate nel sito del produttore del codice di calcolo le documentazioni contenenti un'esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali potranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

L'analisi svolta è di tipo time history non lineare modale in cui la non linearità è considerata nella legge costitutiva degli isolatori a pendolo scorrevole ed è perciò detta "boundary nonlinear" ovvero sia nonlineare "di contorno" nell'accezione di "vincolare".



Le deformate modali e le relative frequenze sono state ricavate mediante la ricerca dei vettori di Ritz in numero di 30 (10 in direzione X, 10 in direzione Y e 10 in direzione Z). Con ciò si è ottenuto nelle tre direzioni anzidette una quasi totale percentuale di massa partecipante (particolare importanza ha la massa partecipante in direzione Z, data la dipendenza delle forze nel piano orizzontale da quella verticale nei pendoli scorrevoli).

## 7.5 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si premette che, in generale, nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere duttili o fragili. I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura. I meccanismi fragili possono localizzarsi in un qualsiasi punto della struttura e possono determinarne collassi locali o l'intero collasso strutturale qualora s'innesci un collasso progressivo.

Le NTC18 al punto 8.3 prescrivono che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU; inoltre al punto 7.3.6.1 dispongono che le verifiche di duttilità non sono dovute in caso di fattore di struttura  $q \leq 1.5$  come nel caso in oggetto.

Questo implica che gli elementi strutturali primari esistenti verranno verificati solamente nei confronti dello SLV e in termini di resistenza.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Si specifica che per i dispositivi di protezione sismica e per tutti gli elementi strutturali di nuova costruzione saranno invece rispettati i requisiti standard di struttura con CU III.

Come già anticipato quindi, la verifica di resistenza della sezione di calcestruzzo armato pressoinflessa è eseguita controllando che il momento resistente  $M_{Rd}$  concomitante all'azione assiale  $N_{sd}$  (combinazione quasi permanente dei carichi) di progetto superi  $M_{sd}$  associato alla medesima azione assiale:

$$M_{Rd}(N_{sd}) \geq M_{sd}(N_{sd})$$

La verifica di resistenza a taglio è eseguita secondo il punto 8.8.5.5 della CNTC18 secondo l'equazione trinomia sotto riportata:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad V_c = 0.8 A_c k \sqrt{f_c} \quad V_N = N \frac{h-x}{2L_s} \quad V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_y z \quad [\text{C8.8.5.5}]$$

Le sollecitazioni  $M_{sd}$  e  $V_{sd}$  sono sempre lette al di fuori della zona di nodo.

## 8 ANALISI STRUTTURALI E VERIFICHE DI MISURA DELLA SICUREZZA

### 8.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi implementata, di tipo modale, è condotta in campo elastico lineare. Come stabilito dal DM 17/01/2018 si sono presi in conto tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Le risposte modali sono combinate attraverso la CQC Rule (Combinazione Quadratica Completa), allo scopo di ottenere le domande in spostamento derivanti dalla sollecitazione sismica su ciascun elemento strutturale.

La combinazione fondamentale per l'analisi sismica è data da:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

essendo:

$E$  effetti dell'azione sismica per lo stato limite in esame, calcolati mediante il modello strutturale definito nel capitolo precedente;

In riferimento alle NTC18, si considera un coefficiente  $\psi_{2i} = 0.6$  per le azioni variabili e  $\psi_{2i} = 0$  per le azioni della neve.

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi modale. Si osserva come si sia raggiunta in ogni direzione e alla rotazione intorno all'asse verticale una percentuale di massa partecipante ben oltre l'85% stabilito dalle NTC18.

Modo N°	Periodo	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROT-Z	
	(sec)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	3.2383	79.2202	79.2202	0.0304	0.0304	0.0000	0.0000	0.0689	0.0689
2	3.1947	0.3824	79.6026	32.9309	32.9613	0.0000	0.0000	44.7019	44.7708
3	3.1517	0.0854	79.6880	46.7337	79.6950	0.0000	0.0000	31.6511	76.4219
4	0.6357	0.2847	79.9727	0.0000	79.6950	0.0079	0.0079	0.0000	76.4219
5	0.5268	0.0000	79.9727	0.1301	79.8251	0.0052	0.0131	0.0037	76.4255
6	0.4662	0.0000	79.9727	0.0015	79.8267	0.0004	0.0135	0.0645	76.4901
7	0.3085	5.2362	85.2089	0.0000	79.8267	0.0000	0.0135	3.7114	80.2015
8	0.3001	0.0000	85.2089	0.0000	79.8267	0.0000	0.0135	0.0001	80.2015
9	0.2987	0.0000	85.2089	0.0000	79.8267	0.0000	0.0136	0.0000	80.2016
10	0.2982	0.0000	85.2089	0.0001	79.8268	0.0000	0.0136	0.0000	80.2016
11	0.2809	0.0000	85.2089	0.0000	79.8268	0.0000	0.0136	0.0204	80.2220
12	0.2700	0.0031	85.2120	0.0000	79.8268	0.0155	0.0291	0.0003	80.2222
13	0.2310	0.0005	85.2126	0.0001	79.8269	0.0000	0.0291	0.0025	80.2247
14	0.2135	0.0002	85.2128	0.0013	79.8282	0.0184	0.0475	0.0113	80.2360
15	0.1942	0.0030	85.2158	0.0003	79.8285	0.0001	0.0476	0.0465	80.2825
16	0.1859	0.0001	85.2159	0.0000	79.8285	2.0979	2.1455	0.0014	80.2839
17	0.1708	0.1046	85.3205	0.0000	79.8285	0.6167	2.7623	0.0259	80.3098
18	0.1592	11.6104	96.9309	0.0001	79.8286	0.0912	2.8534	0.2233	80.5331
19	0.1546	0.0166	96.9475	0.0000	79.8286	48.3432	51.1966	0.0091	80.5422
20	0.1364	0.0000	96.9475	15.8199	95.6486	0.0093	51.2060	0.0304	80.5726
21	0.1345	0.0169	96.9644	0.0479	95.6965	14.1126	65.3186	2.6257	83.1984
22	0.1298	0.0431	97.0075	0.0119	95.7084	4.3525	69.6711	9.6712	92.8696
23	0.1129	0.0004	97.0080	0.6244	96.3328	0.0366	69.7077	0.0087	92.8783
24	0.1120	0.0004	97.0084	0.0024	96.3351	7.9730	77.6807	0.1584	93.0367
25	0.0803	0.0020	97.0104	0.0554	96.3905	0.0156	77.6963	0.3086	93.3454
26	0.0744	0.0040	97.0143	0.0036	96.3941	1.0638	78.7601	0.0828	93.4282
27	0.0675	0.0036	97.0180	0.0532	96.4474	1.0418	79.8019	0.0061	93.4343
28	0.0424	0.0005	97.0185	3.5051	99.9525	0.0004	79.8023	0.0007	93.4351
29	0.0390	2.9639	99.9824	0.0004	99.9528	0.0002	79.8025	0.0086	93.4437
30	0.0232	0.0001	99.9825	0.0001	99.9530	12.5282	92.3308	0.0006	93.4443

Tabella 1. Risultati dell'analisi modale. In grassetto i modi proprio maggiormente significativi.

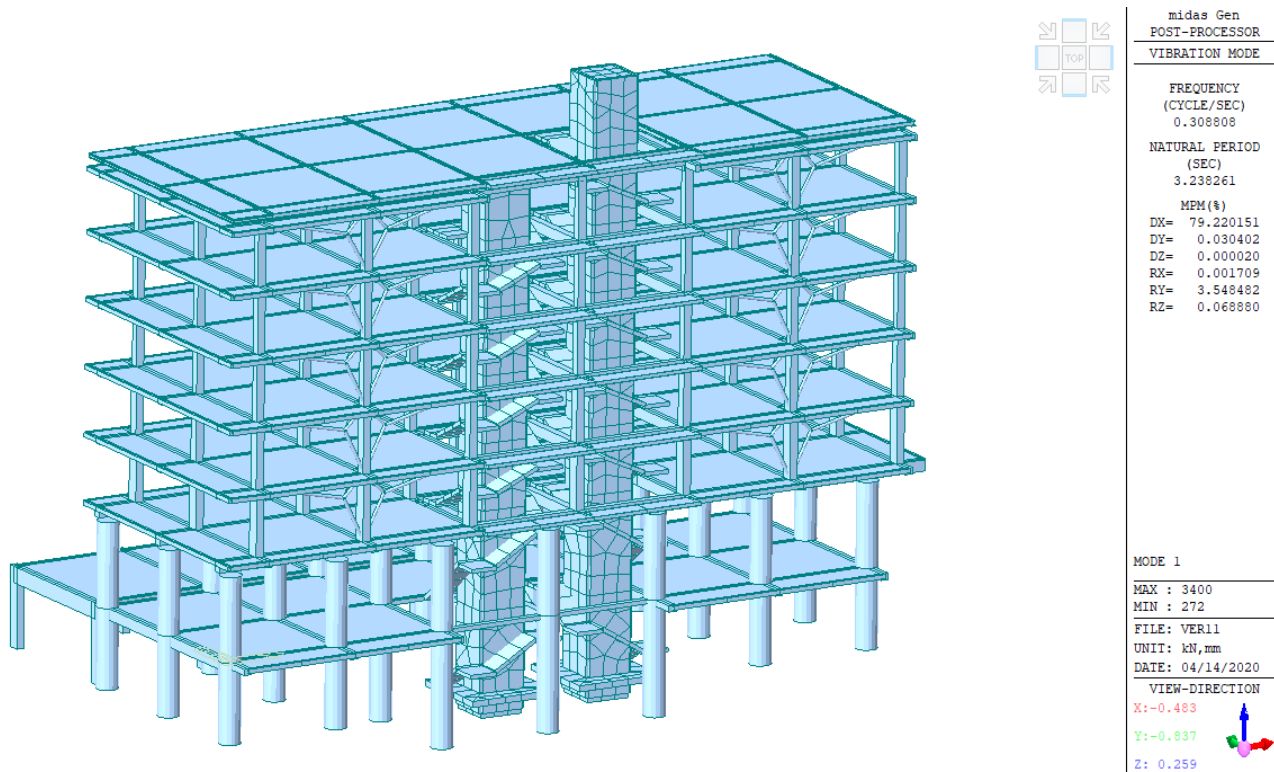


Figura 13. Modo 1.

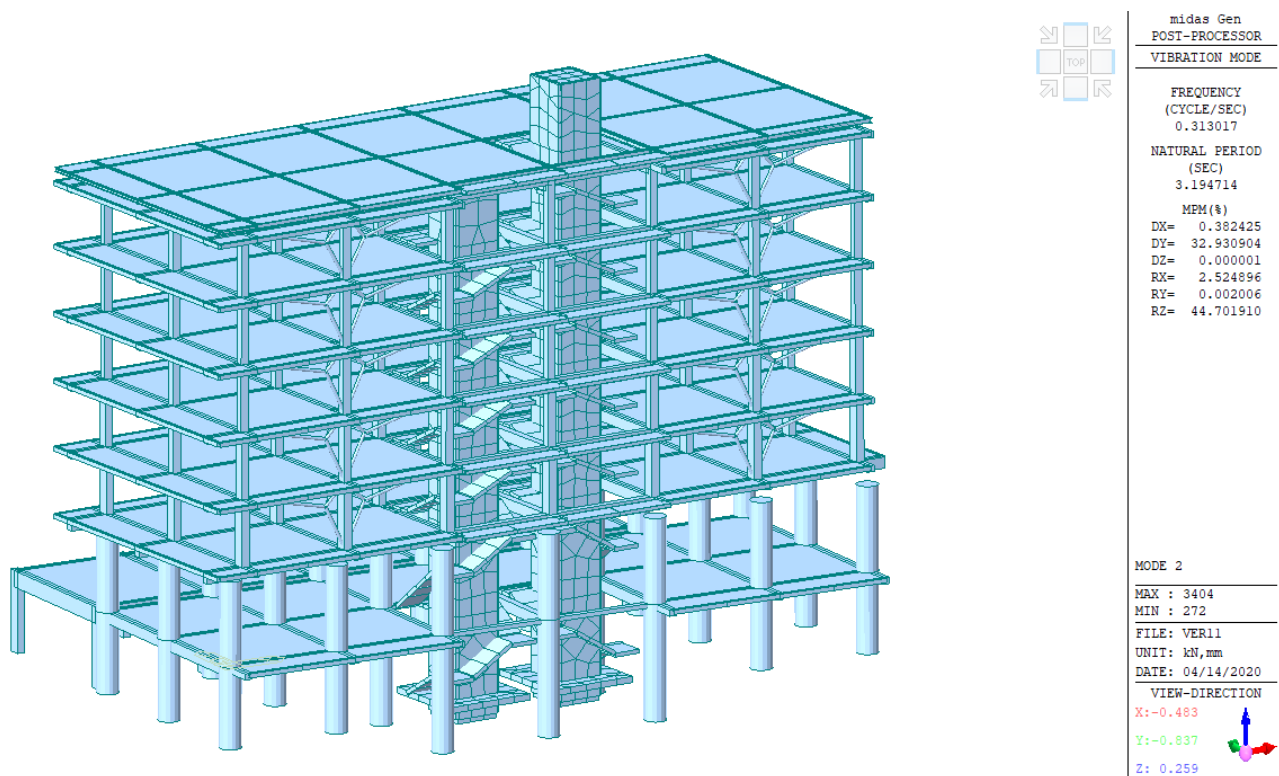


Figura 14. Modo 2.

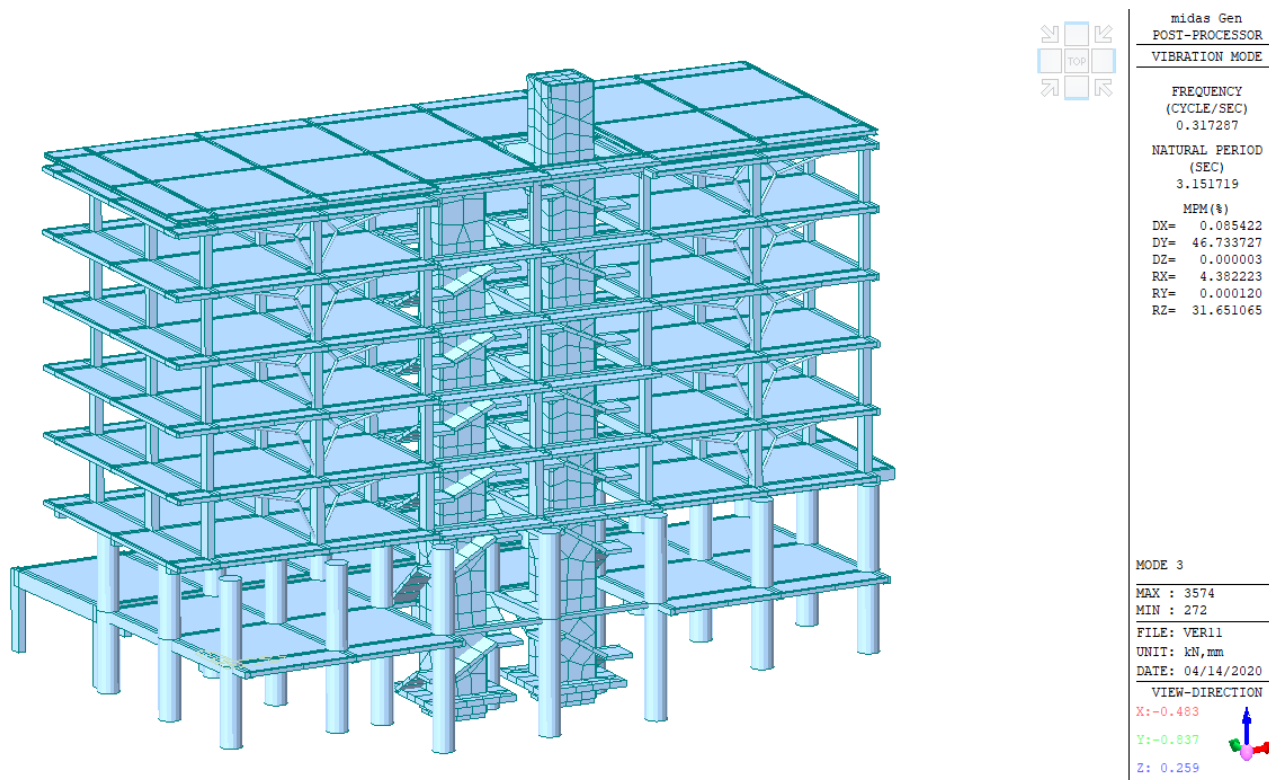


Figura 15. Modo 3.

L'edificio presenta un comportamento dinamico regolare in direzione x (Modo 1) associato ad periodo naturale di circa 3 sec, i periodi associati ai successivi due modi si discostano poco, circa 3,15 secondi individuando un condizione in cui la struttura presenta un comportamento pressocche invariante rispetto alla direzione orizzontale dell'input.

## 8.2 Verifica allo stato limite ultimo (SLV - SLU)

Per gli elementi strutturali maggiormente significativi e sollecitati si riportano le azioni massime ottenute dall'analisi e le corrispondenti verifiche di misura della sicurezza come descritte al capitolo 7.5. Per l'identificazione degli elementi all'interno della maglia strutturale si vedano gli allegati dove sono presenti anche le verifiche dettagliate. Si precisa che tutte le caratteristiche della sollecitazione sono state ridotte rispetto ai valori delle analisi time history lineari, utilizzando un fattore di struttura  $q=1.5$  così come specificato al punto C7.10.6.2.1 delle CNTC18.

### 8.2.1 VERIFICA DELLE TRAVI ESISTENTI

Di seguito verranno presentate alcune tabelle riepilogative delle verifiche delle travi esistenti che compongono l'intelaiatura dell'edificio oggetto di analisi.

Si precisa che sono state considerate anche le membrature del corpo interrato adiacente, perchè post operam avrà un allineamento di pilastri in comune con l'edificio principale.

SEZ	Travi	Appoggio L	A's	Mezzeria	A's	Appoggio C	A's
		As		As		As	
17	T_40x55_int_port	4 $\phi$ 16+3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20+1 $\phi$ 16	5 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 16+3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 22	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 22
18	T_40x55_1-2	3 $\phi$ 22+3 $\phi$ 16	3 $\phi$ 22+3 $\phi$ 16	2 $\phi$ 20+3 $\phi$ 22	2 $\phi$ 20+3 $\phi$ 22	2 $\phi$ 20+4 $\phi$ 22	2 $\phi$ 16+3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20
19	T_40x55_3-4-5	5 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20+3 $\phi$ 22	2 $\phi$ 20+3 $\phi$ 22	4 $\phi$ 18+4 $\phi$ 22	4 $\phi$ 18+4 $\phi$ 22
20	T_35x21	4 $\phi$ 10+4 $\phi$ 12	4 $\phi$ 10+4 $\phi$ 12	4 $\phi$ 10+4 $\phi$ 12	4 $\phi$ 10+4 $\phi$ 12	-	-
16	40x80	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	-	-
14	40x30	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	-	-	-	-
	3travetti	3 $\phi$ 10+3 $\phi$ 12	3 $\phi$ 10+3 $\phi$ 12				

La tabella precedente riassume le armature longitudinali utilizzate nella verifica.

Tutti gli elementi sono verificati allo SLU, solo gli elementi non secondari sono verificati anche allo SLV così come prescritto dalle NTC18 al punto 7.2.3.

Considerando che la struttura presenta telai solo nella direzione del lato corto e che le travi di questi telai sono a due campate, si è deciso di effettuare le verifiche rispetto alle tre posizioni elencate:

- Appoggio laterale (App. L);
- Mezzeria (M);
- Appoggio centrale (App. C).

Gli impalcati considerati sono:

- Interrato  $\rightarrow$  \_int;
- Portico  $\rightarrow$  \_port;
- Piani da 1 a 5  $\rightarrow$  1÷5;
- Trave a spessore di solaio T\_35x21 parallela al lato lungo dell'edificio (el. secondario);
- Trave 40x80 del corpo adiacente interrato  $\rightarrow$  sez16;
- Sbalzi di luce netta pari a 0.9m di sezione 40x30;

- Striscia di solaio larga 1m che ingloba 3 travetti (el. secondario).

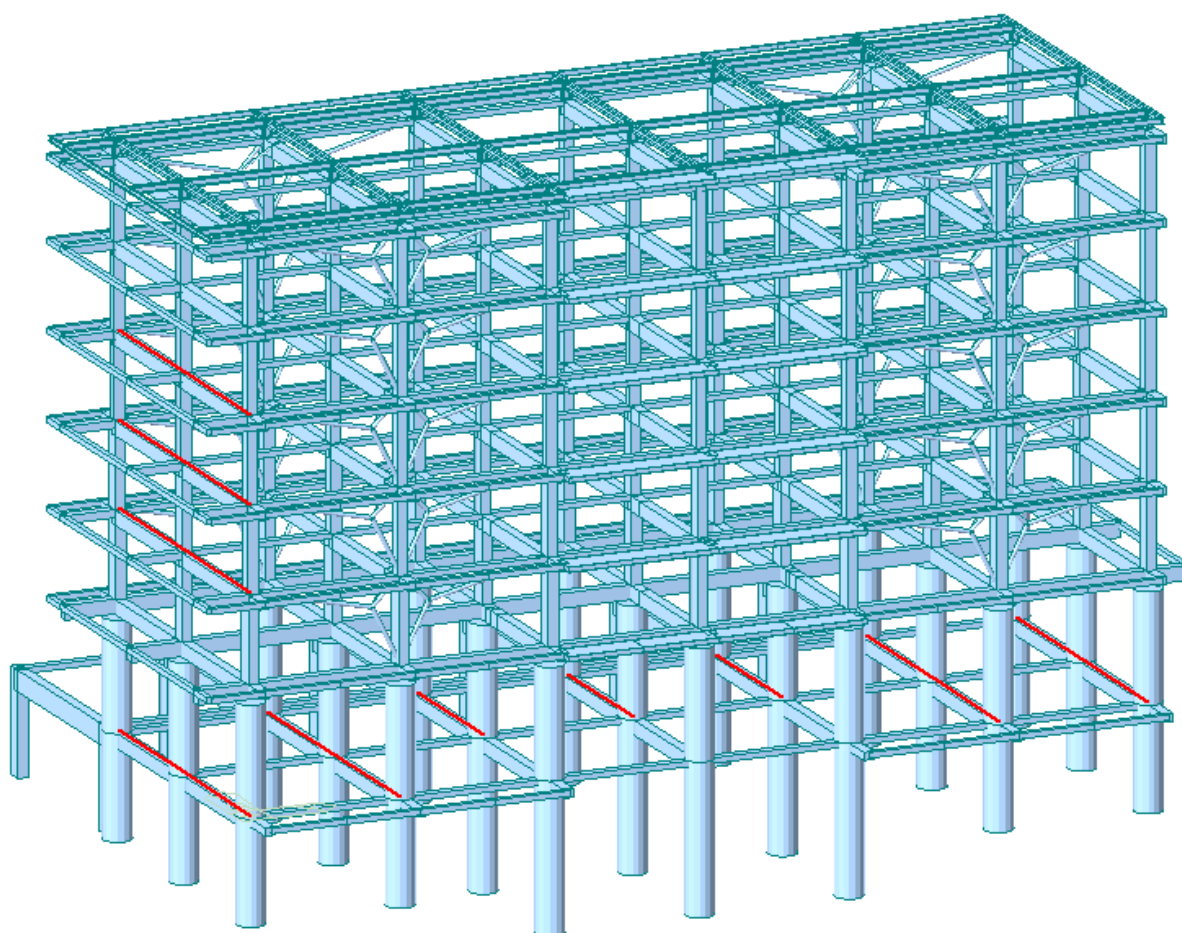
Nella tabella seguente vengono rappresentate le sollecitazioni e le resistenze calcolate per tutte le sezioni elencate.

			$M_{rd}$	$M_{rd}$	$M_{rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Ed}$
			App.L	M	App.C	App.L	M	App.C
SEZ			kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
17	As tesa	T_40x55_int	219	197	262	192	186	185
	A's tesa		145	197	213	189	186	187
17	As tesa	T_40x55_port	219	197	213	134	86	80
	A's tesa		145	197	213	89	90	114
18	As tesa	T_40x55_1-2	218	221	267	246	187	170
	A's tesa		218	221	270	201	191	225
19	As tesa	T_40x55_3	197	221	315	217	158	139
	A's tesa		197	221	315	125	162	192
19	As tesa	T_40x55_4-5	197	221	315	192	131	118
	A's tesa		197	221	315	135	131	149
20	As tesa	T_35x21	33	38	-	32	26	-
16	As tesa	40x80	294	464	-	172	172	-
	A's tesa		123	123		172	172	-
14	As tesa	40x30	82	-	-	55	-	-
	As=A's	3travetti	24.53	29.1		24.19	27.01	-

Nella tabella viene calcolato il rapporto tra resistenza e sollecitazione, se risulta  $<1$  la verifica a flessione non è soddisfatta.

			$M_{rd}/M_{Ed}$	$M_{rd}/M_{Ed}$	$M_{rd}/M_{Ed}$
			App.L	M	App.C
SEZ			-	-	-
17	As tesa	T_40x55_int	1.14	1.06	1.42
	A's tesa		0.77	1.06	1.14
17	As tesa	T_40x55_port	1.63	2.29	2.66
	A's tesa		1.64	2.19	1.87
18	As tesa	T_40x55_1-2	0.89	1.18	1.57
	A's tesa		1.08	1.16	1.20
19	As tesa	T_40x55_3	0.91	1.40	2.26
	A's tesa		1.57	1.36	1.64
19	As tesa	T_40x55_4-5	1.03	1.68	2.67
	A's tesa		1.46	1.69	2.11
20	As tesa	T_35x21	1.02	1.47	
16	As tesa	40x80	1.71	2.70	-
	A's tesa		0.72	0.72	-
14	As tesa	40x30	1.49	-	-
	As=A's	3travetti	1.01	1.08	-

La sezione 17 non risulta verificata all'intradosso dell'appoggio laterale per la quasi totalità delle travi. Per quanto riguarda le sezioni 18 e 19, la verifica non è soddisfatta solo per i primi due allineamenti a partire dallo sbalzo sul lato corto di luce pari a 2.1m. Per meglio individuare gli elementi a cui ci si riferisce si illustra la seguente immagine da modello. Il calcolo del rinforzo sarà esposto nei successivi paragrafi.



Per quanto riguarda la trave in spessore 35x21 e per la striscia di solaio larga 1m si è fatto ricorso ad una ridistribuzione equilibrata dei momenti flettenti pari rispettivamente al 28% e al 18% con le modalità specificate al punto 4.1.1.1 delle NTC18.



Si precisa inoltre che per la trave 40x80 (sez 16) non si conoscono i dettagli dell'armatura e che quindi la stima dell'amatura, derivante da una progettazione simulata, potrebbe essere prudenziale.

La seguente tabella riassume le verifiche a taglio per tutte le travi.

SEZ		$V_{rd}$	$V_{Ed}$	SL	CHK
		kN	kN		
17	T_40x55_int	275	152	SLU	OK
		226	81	SLV	OK
17	T_40x55_port	275	95	SLU	OK
		226	81	SLV	OK
18	T_40x55_1-2	284	190	SLU	OK
		224	149	SLV	OK
19	T_40x55_3	268	188	SLU	OK
		218	144	SLV	OK
19	T_40x55_4-5	280	189	SLU	OK
		230	138	SLV	OK
16	40x80	347	236	SLU	OK
		298	49	SLV	OK
14	40x30	133	79	SLU	OK
20	T_35x21	56.71	51	SLU	OK
	3travetti	37.38	33	SLU	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, i dettagli delle verifiche sono inseriti in appositi allegati.

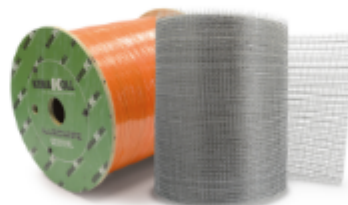
Il tipo di verifica utilizzata per il taglio tiene conto del degrado della resistenza del puntone di calcestruzzo al crescere della domanda di duttilità in curvatura dell'elemento inflesso, quindi si prescrive di rinforzare anche a taglio gli elementi rinforzati a flessione e evidenziati in rosso nell'immagine precedente.

#### 8.2.1.1 CALCOLO DEL RINFORZO PER LE TRAVI

Utilizzando un rinforzo di tipo frcm formato da trefolini di acciaio con grammatura da 600g/mq si ottiene un incremento di momento resistente tale da verificare le azioni presenti.

## GEOSTEEL per flessione: GeoSteel G600

E:	195200	N/mm <sup>2</sup>
$\varepsilon_{fk}$ :	0.0153689	-
$f_{tk}$ :	3000	N/mm <sup>2</sup>
$t_r$ :	0.084	mm
Tipo:	GeoSteel GeoLite	-
Esposizione:	Interna	-
$\eta_s$ :	0.9	-



### Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	$n_{strati}$	1	$b_r[mm]$	350	$n_{fasce}$	1
2	$n_{strati}$	1	$b_r[mm]$	350	$n_{fasce}$	1
3	$n_{strati}$	-	$b_r[mm]$	-	$n_{fasce}$	-
4	$n_{strati}$	-	$b_r[mm]$	-	$n_{fasce}$	-

Tipologia di avvolgimento

-

Tipologia di applicazione

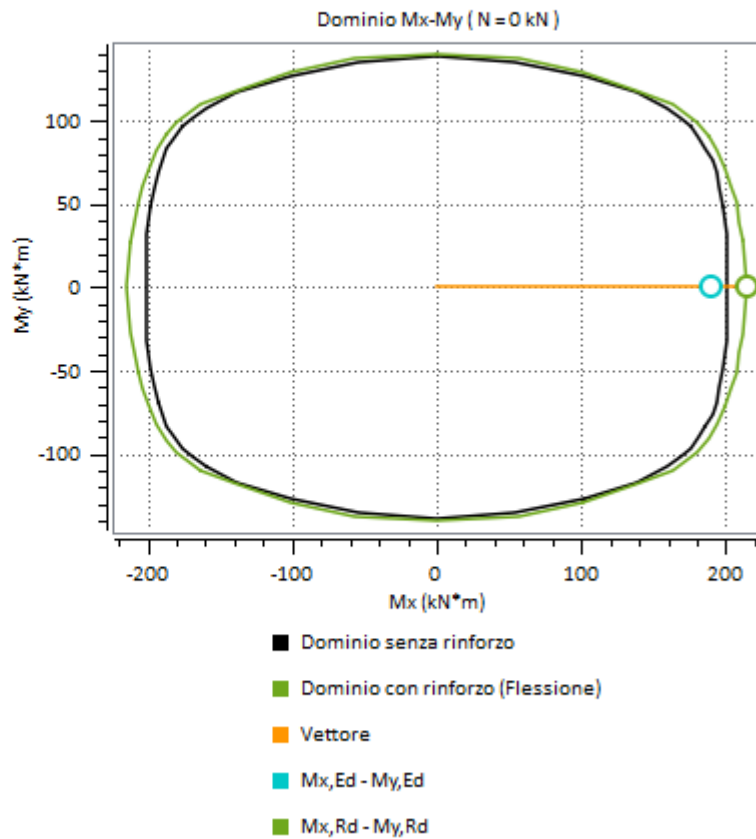
-

$n_{str.}$	$b_r[mm]$	$p_r[mm]$	$\beta[gradi]$
-	-	-	-



## Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$	214.28 (kN*m)
$M_{y,1Rd}$	0 (kN*m)
$\beta$	0 (deg.)
$x_c$	80.5327 (mm)
$\varepsilon_c$	-0.000973879 (-)
$\varepsilon_s$	0.005254 (-)
$\varepsilon_t$	0.00567725 (-)
$\sigma_c$	-13.8663 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_s$	258.017 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_t$	1108.2 (N/mm <sup>2</sup> )



Fuori calcolo sarà prevista una fasciatura delle travi così da incrementare anche la resistenza a taglio.

### 8.2.2 VERIFICA DEI PILASTRI ESISTENTI

Di seguito verranno presentate delle tabelle riepilogative delle verifiche dei pilastri esistenti che compongono l'intelaiatura dell'edificio oggetto di analisi.

Si precisa che sono state considerate anche le membrature del corpo interrato adiacente, perchè post operam avrà un allineamento di pilastri in comune con l'edificio principale.

				Sisma dir. lato corto e verticali dominanti									
	Pilastri	Asb	2*Ash	N(QP)	N(SLU)	M <sub>rd</sub> (SLV)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	CHK_SLV	M <sub>rd</sub> (SLU)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	CHK_SLU
SEZ				kN	kN	kNm	kNm	kNm		kNm	kNm		
1	CIRC_40x80_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	3700	1921	1530	0	OK	2300	170	0	OK
2	CIRC_40x90_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	3700	1921	1530	0	OK	2300	170	0	OK
3	P_40x65_1C	2φ18+ 1φ16	4φ16	1250	2400	457	281	166	OK	566	195	136	OK
4	P_40x65_1L	2φ18+ 1φ16	2φ18	1200	2040	455	180	75	OK	556	149	109	OK
5	P_40x50_2C	2φ18+ 1φ16	2φ16	1000	1967	289	211	206	OK	347	79	105	OK
6	P_40x50_2L	3φ16	2φ16	950	1600	267	137	110	OK	322	55	76	OK
7	P_40x40_3C	2φ18+ 1φ16	-	800	1500	185	167	173	OK	232	72	77	OK
8	P_40x40_3L	3φ16	-	750	1150	170	101	103	OK	206	56	58	OK
9	P_40x40_4C	3φ14	2φ14	560	1040	144	143	150	NO	186	85	89	OK
10	P_40x40_4L	3φ14	2φ14	511	800	138	85	97	OK	166	65	65	OK
11	P_40x40_5C	3φ14	2φ14	337	596	114	104	117	NO	145	67	48	OK
12	P_40x40_5L	3φ14	2φ14	275	493	100	67	78	OK	132	57	47	OK
15	40x65	7φ22	4φ22	230	370	585	200	127	OK	619	130	220	OK

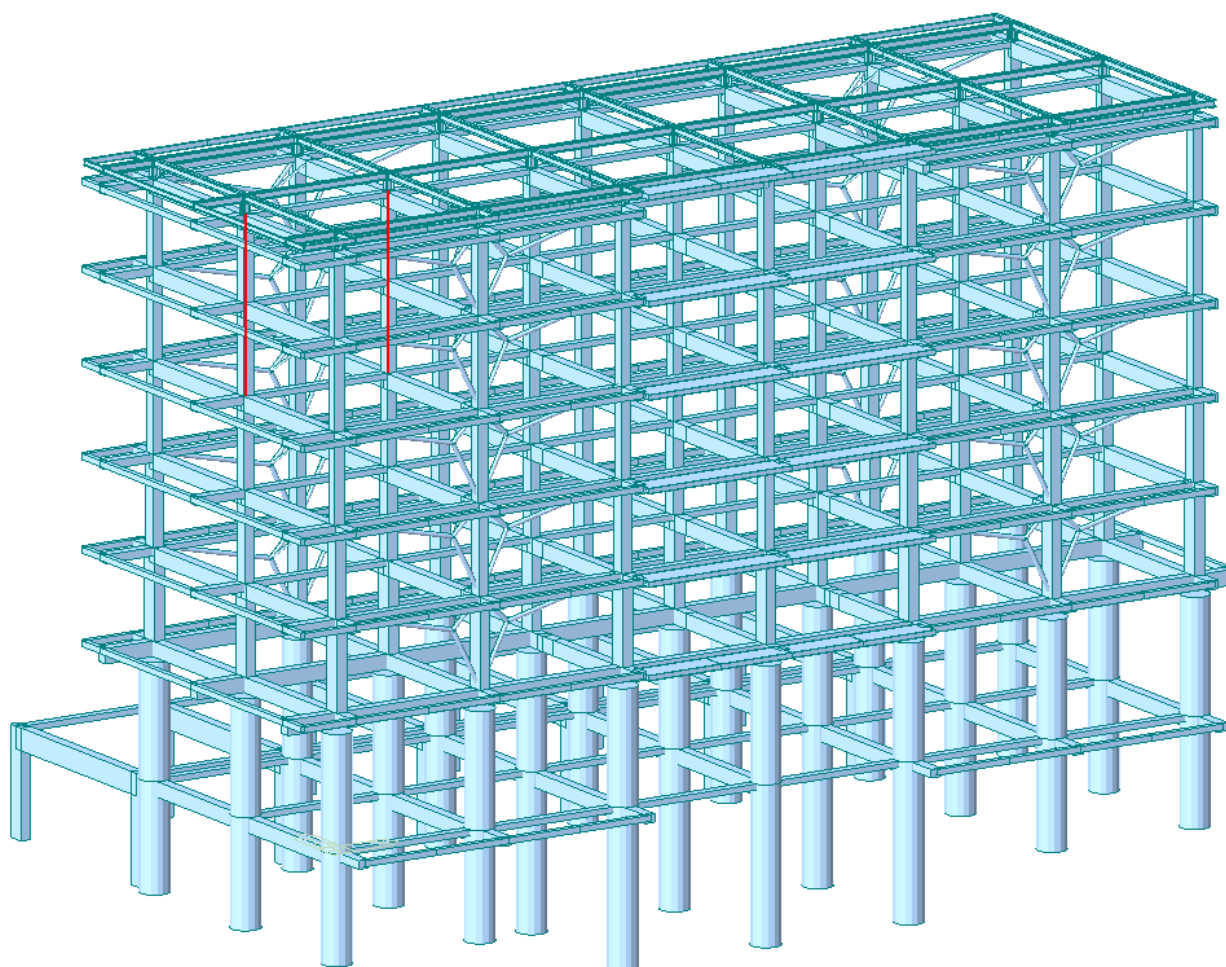
				Sisma dir. lato lungo e verticali dominanti									
		Asb	2*Ash	N(QP)	N(SLU)	M <sub>rd</sub> (SLV)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	CHK_SLV	M <sub>rd</sub> (SLU)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	CHK_SLU
SEZ				kN	kN	kNm	kNm	kNm		kNm	kNm		
1	CIRC_40x80_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	3700	1921	1530	0	OK	2300	170	0	OK
2	CIRC_40x90_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	3700	1921	1530	0	OK	2300	170	0	OK
3	P_40x65_1C	2φ18+ 2φ16	2φ16	1250	2400	285	178	62	OK	354	48	69	OK
4	P_40x65_1L	3φ18	2φ16	1200	2040	267	174	55	OK	328	46	67	OK
5	P_40x50_2C	2φ18+ 1φ16	2φ16	1000	1967	226	72	64	OK	276	65	69	OK
6	P_40x50_2L	3φ16	2φ16	950	1600	212	67	47	OK	255	45	47	OK
7	P_40x40_3C	2φ18	2φ16	800	1500	178	52	64	OK	214	60	62	OK
8	P_40x40_3L	2φ16	2φ16	750	1150	164	42	53	OK	192	40	42	OK
9	P_40x40_4C	2φ14	-	560	1040	121	60	82	OK	172	69	75	OK
10	P_40x40_4L	2φ14	-	511	800	114	42	65	OK	150	46	51	OK
11	P_40x40_5C	2φ14	-	337	596	87	55	36	OK	126	48	23	OK
12	P_40x40_5L	2φ14	-	275	493	77	43	40	OK	111	33	16	OK
15	40x65	4φ22	10φ22	230	370	244	273	67	NO	265	3	5	OK

Le verifiche all'SLV sono state svolte anche considerando in combinazione una direzione del sisma e il 30% della direzione ad essa ortogonale. Questa modalità non ha modificato il numero di pilastri che non rispettano la verifica all'SLV, rispetto al caso di sisma monodirezionale.

						Sisma dir. lato corto X		Sisma 30% lato lungo Y	
	Pilastri	Asb	2*Ash	N(QP)	M <sub>rd</sub> (SLV)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)
SEZ				kN	kNm	kNm	kNm	kNm	
1	CIRC_40x80_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	1921	906	0	459	0
2	CIRC_40x90_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	1921	906	0	459	0
3	P_40x65_1C	2φ18+ 1φ16	4φ16	1250	457	281	166	53.4	18.6
4	P_40x65_1L	2φ18+ 1φ16	2φ18	1200	455	180	75	52.2	16.6
5	P_40x50_2C	2φ18+ 1φ16	2φ16	1000	289	211	206	21.6	19.2
6	P_40x50_2L	3φ16	2φ16	950	267	137	110	20	14
7	P_40x40_3C	2φ18+ 1φ16	-	800	185	167	173	15.6	19.2
8	P_40x40_3L	3φ16	-	750	170	101	103	12.6	15.9
9	P_40x40_4C	3φ14	2φ14	560	144	143	150	18	24.6
10	P_40x40_4L	3φ14	2φ14	511	138	85	97	12.6	19.5
11	P_40x40_5C	3φ14	2φ14	337	114	104	117	16.5	10.8
12	P_40x40_5L	3φ14	2φ14	275	100	67	78	13	12
15	40x65	7φ22	4φ22	230	585	200	127	81.9	20

						Sisma dir. lato lungo Y		Sisma 30% lato corto X	
SEZ		Asb	2*Ash	N(QP)	M <sub>rd</sub> (SLV)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)	M <sub>Ed</sub> (inf)	M <sub>Ed</sub> (sup)
				kN	kNm	kNm	kNm	kNm	
1	CIRC_40x80_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	1921	1530	0	271.8	0
2	CIRC_40x90_φ_110	3φ18+16φ24	2φ18+2φ16	2000	1921	1530	0	271.8	0
3	P_40x65_1C	2φ18+ 2φ16	2φ16	1250	285	178	62	84.3	49.8
4	P_40x65_1L	3φ18	2φ16	1200	267	174	55	54	22.5
5	P_40x50_2C	2φ18 + 1φ16	2φ16	1000	226	72	64	63.3	61.8
6	P_40x50_2L	3φ16	2φ16	950	212	67	47	41.2	33
7	P_40x40_3C	2φ18	2φ16	800	178	52	64	50.1	51.9
8	P_40x40_3L	2φ16	2φ16	750	164	42	53	30.3	31
9	P_40x40_4C	2φ14	-	560	121	60	82	42.9	45
10	P_40x40_4L	2φ14	-	511	114	42	65	25.5	29.1
11	P_40x40_5C	2φ14	-	337	87	55	36	31.2	35.2
12	P_40x40_5L	2φ14	-	275	77	43	40	20.1	23.4
15	40x65	4φ22	10φ22	230	244	273	67	60	38.1

Per quanto riguarda le sezioni 9 e 11, si precisa che la verifica non è soddisfatta solo al centro e per i primi due allineamenti a partire dallo sbalzo sul lato corto di luce pari a 2.1m. Per meglio individuare gli elementi a cui ci si riferisce si illustra la seguente immagine da modello. Il calcolo del rinforzo sarà esposto nei successivi paragrafi.



Si precisa che i pilasti 40x65(sez 15) non si conoscono i dettagli dell'armatura e che quindi la stima dell'amatura presente, risultato di una progettazione simulata, potrebbe essere prudentiale.

La seguente tabella riassume le verifiche a taglio per tutti i pilastri.

Sisma dir. lato corto						
SEZ		N(QP) kN	M <sub>Ed</sub> (SLV) kNm	V <sub>rd</sub> (SLV) kN	V <sub>Ed</sub> (SLV) kN	CHK
1	CIRC_40x80_φ_110	2000	1341	934	391	OK
2	CIRC_40x90_φ_110	2000	1341	934	391	OK
3	P_40x65_1C	1250	400	309	163	OK
4	P_40x65_1L	1200	263	270	98	OK
5	P_40x50_2C	1000	311	205	152	OK
6	P_40x50_2L	950	206	198	89.2	OK
7	P_40x40_3C	800	240	154	124	OK
8	P_40x40_3L	750	148	148	74	OK
9	P_40x40_4C	560	203	133	107	OK
10	P_40x40_4L	511	130	128	64	OK
11	P_40x40_5C	337	156	97	87	OK
12	P_40x40_5L	275	103	110	55	OK
15	40x65	230	280	337	97	OK

Sisma dir. lato corto						
SEZ		N(QP) kN	M <sub>Ed</sub> (SLV) kNm	V <sub>rd</sub> (SLV) kN	V <sub>Ed</sub> (SLV) kN	CHK
1	CIRC_40x80_φ_110	2000	1341	-	-	-
2	CIRC_40x90_φ_110	2000	1341	-	-	-
3	P_40x65_1C	1250	250	194	68	OK
4	P_40x65_1L	1200	234	210	66	OK
5	P_40x50_2C	1000	104	184	47	OK
6	P_40x50_2L	950	100	177	40	OK
7	P_40x40_3C	800	101	154	41	OK
8	P_40x40_3L	750	87	148	35	OK
9	P_40x40_4C	560	131	129	49	OK
10	P_40x40_4L	511	109	121	38	OK
11	P_40x40_5C	337	88	86	28	OK
12	P_40x40_5L	275	65	84	24	OK
15	40x65	230	407	112	99	OK

Tutte le verifiche risultano soddisfatte, i dettagli delle verifiche sono inseriti in appositi allegati.

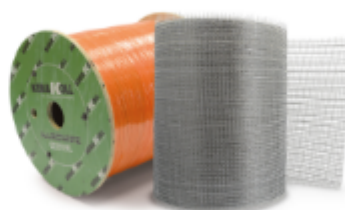


Il tipo di verifica utilizzata per il taglio tiene conto del degrado della resistenza del puntone di calcestruzzo al crescere della domanda di duttilità in curvatura dell'elemento inflesso, quindi si prescrive di rinforzare anche a taglio gli elementi rinforzati a flessione e evidenziati in rosso nell'immagine precedente.

#### 8.2.2.1 CALCOLO DEL RINFORZO PER I PILASTRI

##### GEOSTEEL : GeoSteel G600

$\gamma_f$	1.5	-
$f_{td}$	1800	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{conv}$	1108.2	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha\sigma_{conv}$	1662.3	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_d$	1108.2	N/mm <sup>2</sup>
$\varepsilon_{td}$	0.00567725	-



## DATI SEZIONE

### Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm <sup>2</sup> ]	159656
Quantità di acciaio [mm <sup>2</sup> ]	1231.5

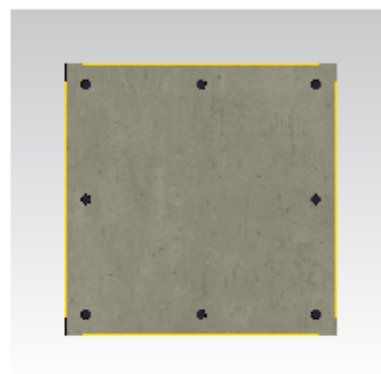
### Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	$n_{strati}$	1	$b_f$ [mm]	350	$n_{fasce}$	1
2	$n_{strati}$	1	$b_f$ [mm]	350	$n_{fasce}$	1
3	$n_{strati}$	1	$b_f$ [mm]	350	$n_{fasce}$	1
4	$n_{strati}$	1	$b_f$ [mm]	350	$n_{fasce}$	1

Tipologia di avvolgimento -

Tipologia di applicazione -

$n_{str.}$	$b_f$ [mm]	$p_f$ [mm]	$\beta$ [gradi]
-	-	-	-

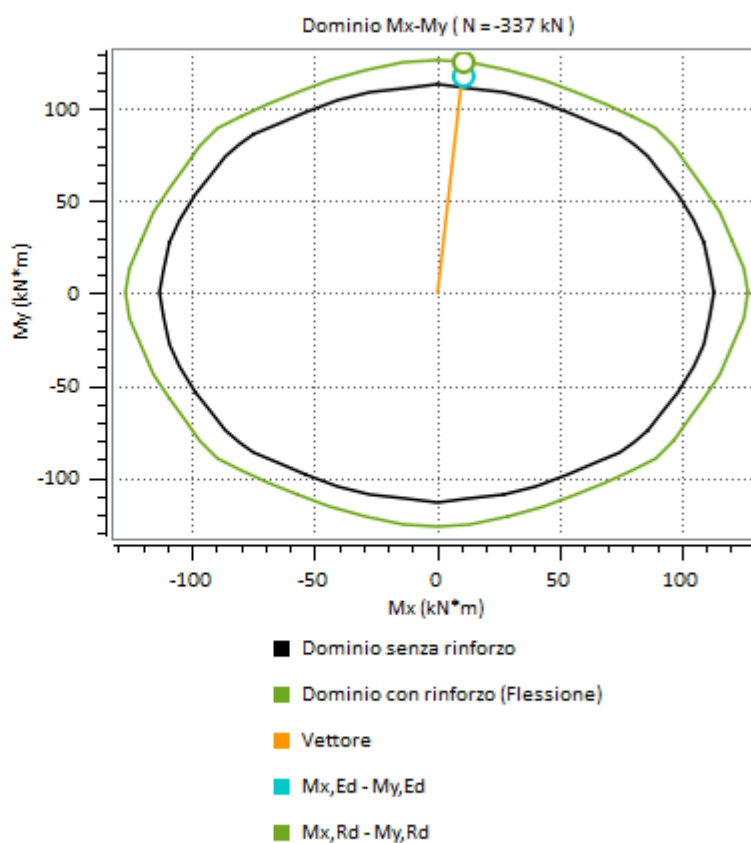


## SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
Iniziale	-337	0	0	-	-	-
SLE	0	0	0	-	-	-
SLU	-337	11	118	0	0	0

## Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$ :	10.6432 (kN*m)
$M_{y,LRd}$ :	125.781 (kN*m)
$\beta$ :	275 (deg.)
$x_c$ :	117.592 (mm)
$\varepsilon_c$ :	-0.00209948 (-)
$\varepsilon_s$ :	0.00505708 (-)
$\varepsilon_t$ :	0.00567725 (-)
$\sigma_c$ :	-18.8204 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_s$ :	258.017 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_t$ :	1108.2 (N/mm <sup>2</sup> )



$|M_{Ed}| / |M_{Rd}|$ : 0.938848

Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:

**Esito verifica:** VERIFICATO

$[|M_{Ed}| / |M_{Rd}| \leq 1.0]$

Fuori calcolo sarà prevista una fasciatura dei pilastri così da incrementare anche la resistenza a taglio.

### 8.2.3 VERIFICA DEI NODI TRAVE-PILASTRO

Le CNTC18 al punto C.7.4.4.3.1 specificano che le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro non si applicano alle strutture non dissipative come nella fattispecie. Appare comunque indicativo illustrare la verifica secondo l'equazione 7.4.8 delle NTC18 che riguarda il meccanismo resistente del puntone diagonale del pannello nodale nella direzione del lato corto.

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

VERIFICA NODI DEL 1° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	f <sub>cd</sub>	η	v <sub>d</sub>	h <sub>jc</sub>	b <sub>j</sub>	V <sub>j</sub>	V <sub>jbd</sub>	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	597	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	346	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	693	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	431	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	589	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	394	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	456	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	314	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	243	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	167	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	123	1344	OK

VERIFICA NODI DEL 2° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	602	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	367	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	636	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	407	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	529	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	381	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	427	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	340	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	221	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	168	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	130	1344	OK

VERIFICA NODI DEL 3° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	613	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	319	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	591	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	339	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	498	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	300	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	414	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	270	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	223	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	155	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	139	1344	OK

VERIFICA NODI DEL 4° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	623	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	345	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	533	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	327	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	441	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	286	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	372	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	257	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	247	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	151	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	141	1344	OK

VERIFICA NODI DEL 5° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	576	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	342	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	541	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	350	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	468	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	309	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	397	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	264	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	201	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	157	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	134	1344	OK

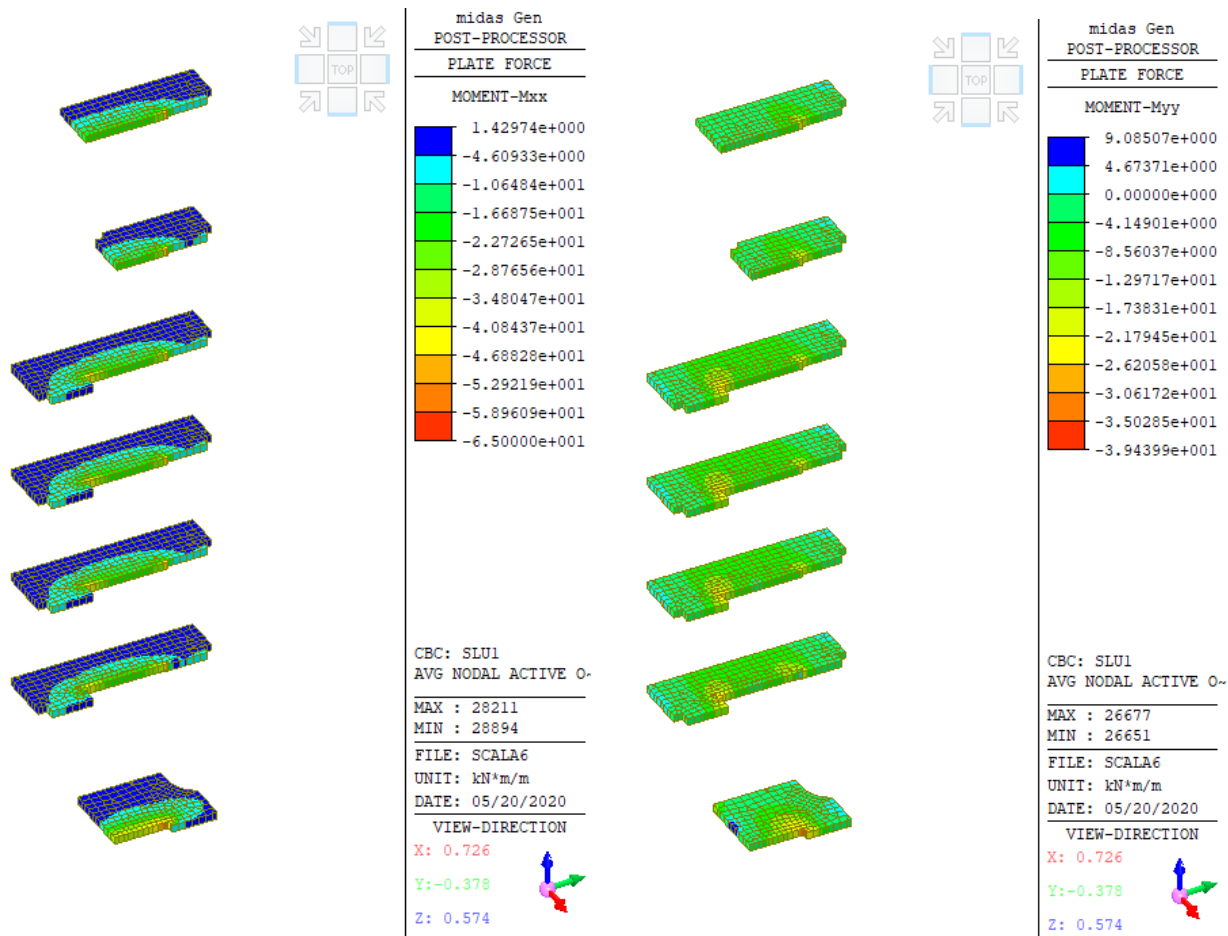
VERIFICA NODI DEL 6° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	526	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	340	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	496	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	371	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	451	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	347	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	375	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	294	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	197	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	126	752	OK
ed_interr.	230	14.76	0.437	0.097	590	400	124	1344	OK

VERIFICA NODI DEL 7° ALLINEAMENTO									
Nodo	N(QP)	$f_{cd}$	$\eta$	$v_d$	$h_{jc}$	$b_j$	$V_j$	$V_{jbd}$	CHK_C
	kN	Mpa			mm	mm	kN	kN	-
1C	1250	14.76	0.547	0.326	590	400	499	1211	OK
1L	1200	14.76	0.437	0.313	590	400	283	814	OK
2C	1000	14.76	0.547	0.339	440	400	564	876	OK
2L	950	14.76	0.437	0.322	440	400	351	584	OK
3C	800	14.76	0.547	0.339	340	400	473	677	OK
3L	750	14.76	0.437	0.318	340	400	314	460	OK
4C	560	14.76	0.547	0.237	340	400	382	826	OK
4L	511	14.76	0.437	0.216	340	400	260	624	OK
5C	337	14.76	0.547	0.143	340	400	199	944	OK
5L	275	14.76	0.437	0.116	340	400	127	752	OK

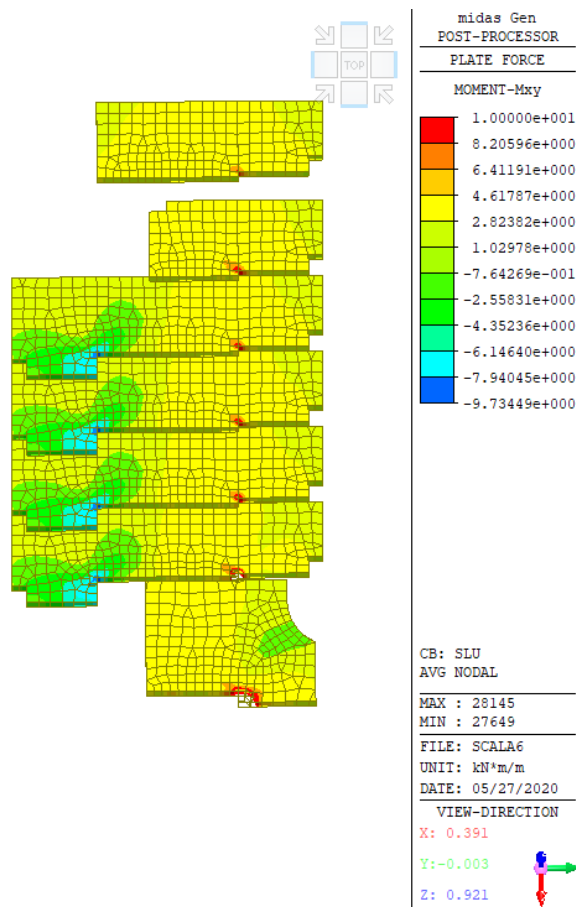
8.2.4 VERIFICA DELLE SCALE

8.2.4.1 SBARCHI

Per gli sbarchi si intende armare a flessione la soletta piena considerando le due direzioni parallele ai lati del nucleo. Le cds sono di seguito esposte considerando il sistema di riferimento indicato dal software.







Sarà considerata la torsione di piastra pari a  $\pm 10 \text{ kNm/m}$ . Supponendo una armatura di  $\phi 12/200$  al lembo superiore e inferiore si ha il seguente momento resistente:

**Titolo :** sbarco

**N° figure elementari** 1 **Zoom** **N° strati barre** 16 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	210

N°	As [mm²]	d [mm]
1	565	30
2	565	180
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**N<sub>Ed</sub>** 0 **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>** 0 **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>** 0 **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  210,000 N/mm²  $f_{cd}$  17 ‰  
 $E_s/E_c$  6.36  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

**M<sub>xRd</sub>** -39.75 kN m  
 $\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  27.34 ‰  
**d** 210 mm  
**x** 23.84 **x/d** 0.1135  
 $\delta$  0.7

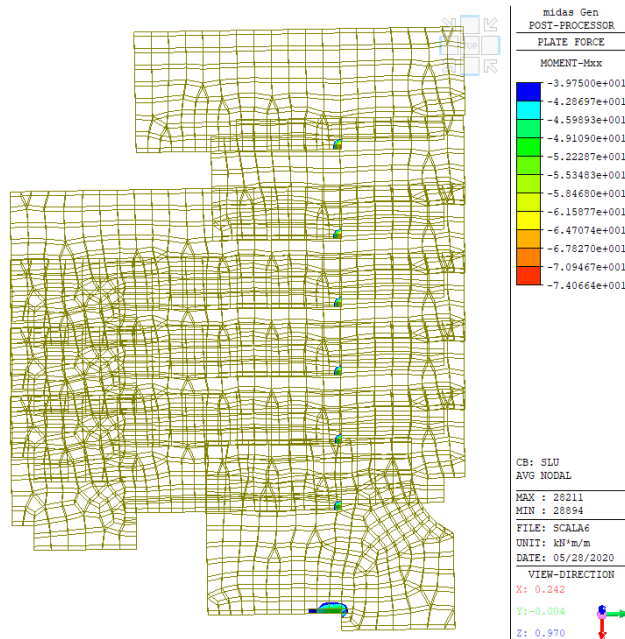
**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**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 mm **Col. modello**  
☐ Precompresso

Le zone dove si supera questo momento resistente sono evidenziate di seguito; essendo zone localizzate in prossimità dei vertici del nucleo, sulla parte colorata si aggiungono spezzoni di 2 $\phi$ 16.



Aggiungo 2  $\phi$ 16 si ottiene un momento resistente di 64 kNm/m ed invocando un minimo di redistribuzione gli sbarchi risultano verificati a flessione.

**Titolo :** sbarco2

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	210

N°	As [mm²]	d [mm]
1	968	30
2	968	180
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**N<sub>Ed</sub>**  **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
**d**  mm  
**x**  **x/d**   
 $\delta$

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

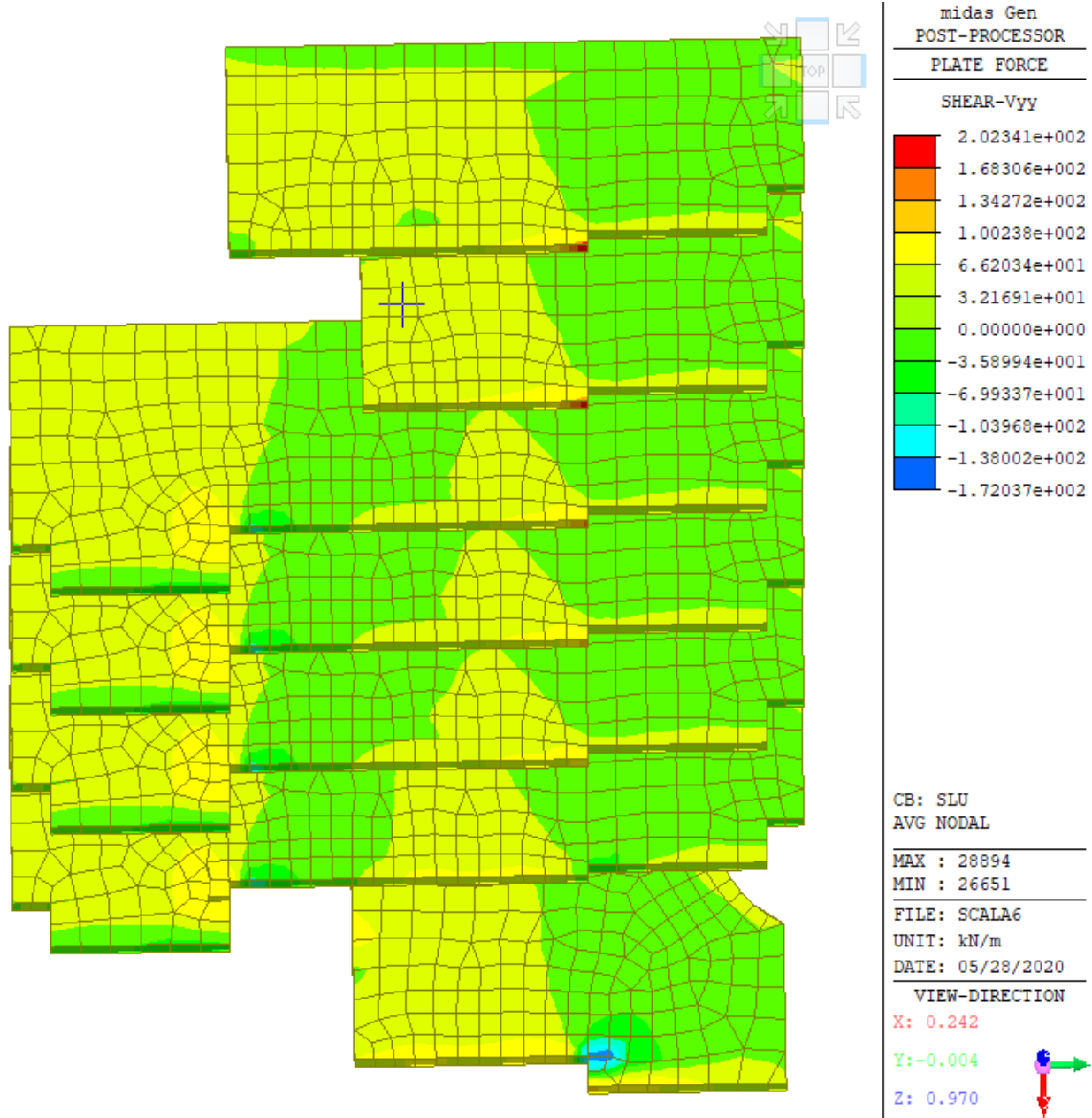
**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

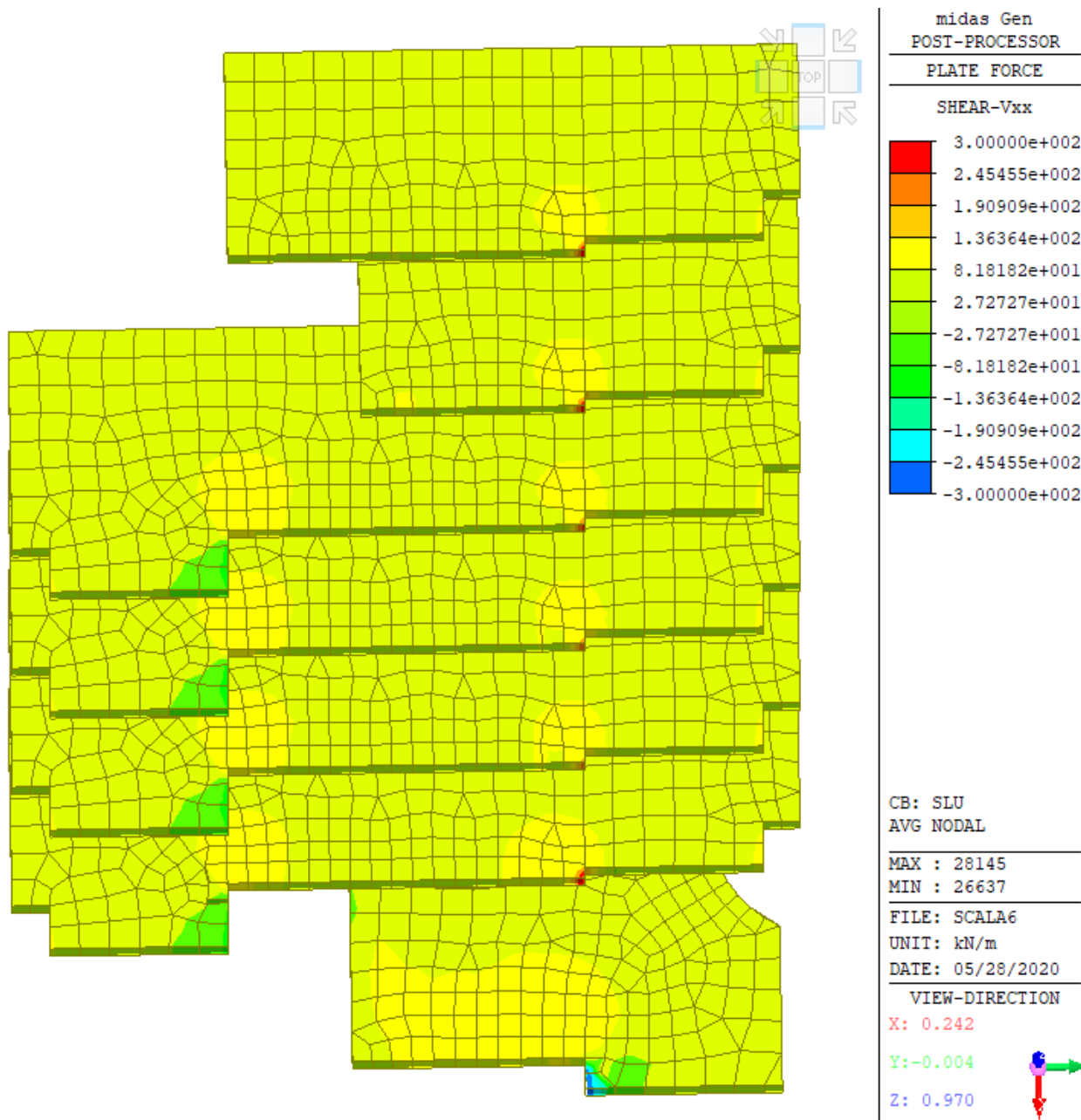
**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>**  mm **Col. modello**  
☐ Precompresso

Per il taglio, si calcola la resistenza dell'elemento senza armatura trasversale.

VERIFICA SEZIONALE SLU									
RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI									
Sollecitazione di calcolo				V <sub>Ed</sub>	80	kN			
Sollecitazione da precompressione				N <sub>0</sub>	0	kN			
A	1.80E+05	mm <sup>2</sup>							
f <sub>ck</sub>	30	MPa			A <sub>sl</sub>	565.5	mm <sup>2</sup>		
γ <sub>c</sub>	1.50				ρ <sub>l</sub>	0.0031			
α <sub>cc</sub>	0.85								
f <sub>cd</sub>	17.00	MPa			σ <sub>cp</sub>	0.0	MPa		
f' <sub>cd</sub>	8.50	MPa			0.25 f <sub>cd</sub>	4.25	MPa		
d	180	mm			0.5 f <sub>cd</sub>	8.50	MPa		
b <sub>w</sub>	1000	mm			α <sub>c</sub>	1.00			
k	2.054								
v <sub>min</sub>	0.564								
V <sub>Rd</sub>	102	kN	OK						
V <sub>rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	1.27								





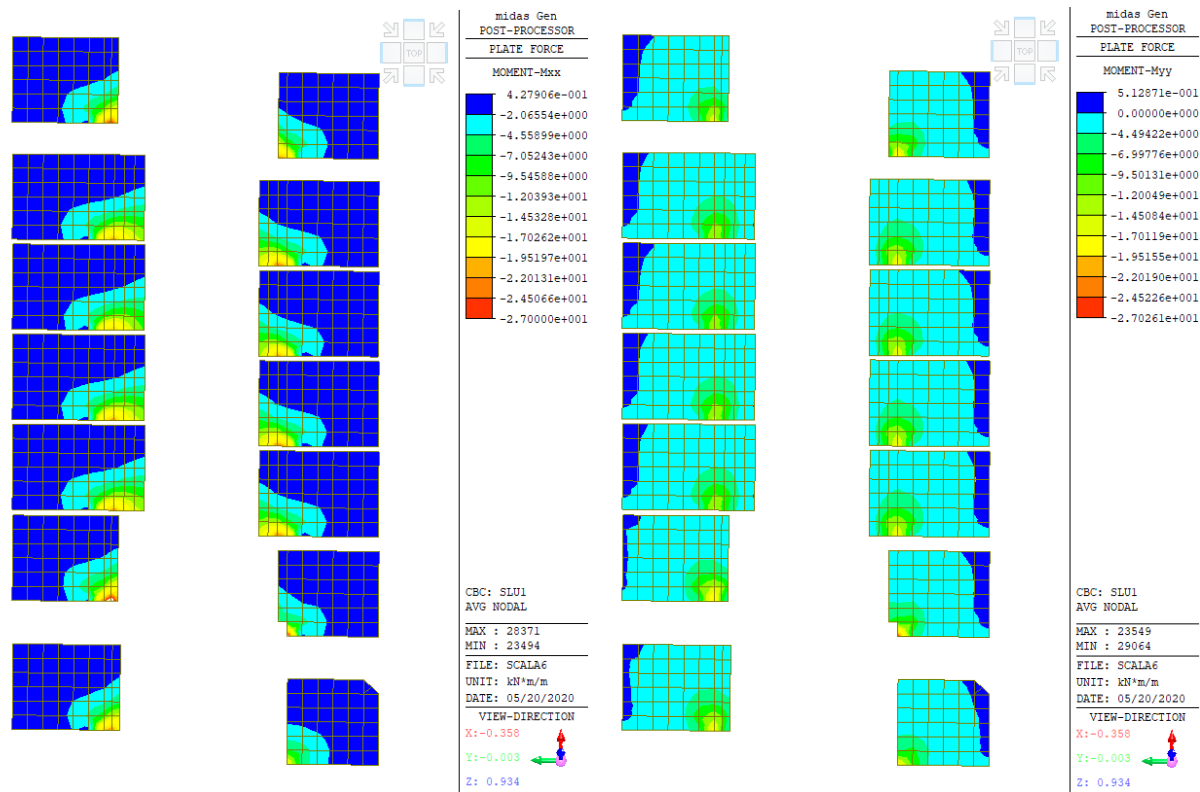
Anche in questo caso esistono zone dove si supera il taglio resistente appena calcolato; essendo zone localizzate in prossimità dei vertici del nucleo sono previste delle staffe che confinano i ferri da 16 precedentemente calcolati.

VERIFICA SEZIONALE SLU									
RESISTENZA A TAGLIO									
Sollecitazione di calcolo				V <sub>Ed</sub>	45	kN			
Sollecitazione da precompressione				N <sub>0</sub>	0	kN			
A*	1.80E+05	mm <sup>2</sup>							
f <sub>ck</sub>	30	MPa							
γ <sub>c</sub>	1.50					f <sub>yk</sub>	450	MPa	
α <sub>cc</sub>	0.85					γ <sub>s</sub>	1.15		
f <sub>cd</sub>	17.00	MPa				f <sub>yd</sub>	391	MPa	
f' <sub>cd</sub>	8.50	MPa							
						staffe			
θ	45	°				φ	8	mm	
cotg(θ)	1.00					bracci	2		
d	180	mm				A <sub>sw</sub>	100.5	mm <sup>2</sup>	
b <sub>w</sub>	1000	mm				s	120	mm	
σ <sub>cp</sub>	0.0	MPa			0	ferri piegati			
0.25 f <sub>cd</sub>	4.25	MPa				α	45	°	
0.5 f <sub>cd</sub>	8.50	MPa				φ	12	mm	
α <sub>c</sub>	1.00					A <sub>sw</sub>	0	mm <sup>2</sup>	
						s	100	mm	
V <sub>Rcd</sub>	689	kN				V <sub>Rsd</sub>	53	kN	
							53.10657		
			V <sub>Rd</sub>	53	kN	OK	0		
			V <sub>rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	1.18					

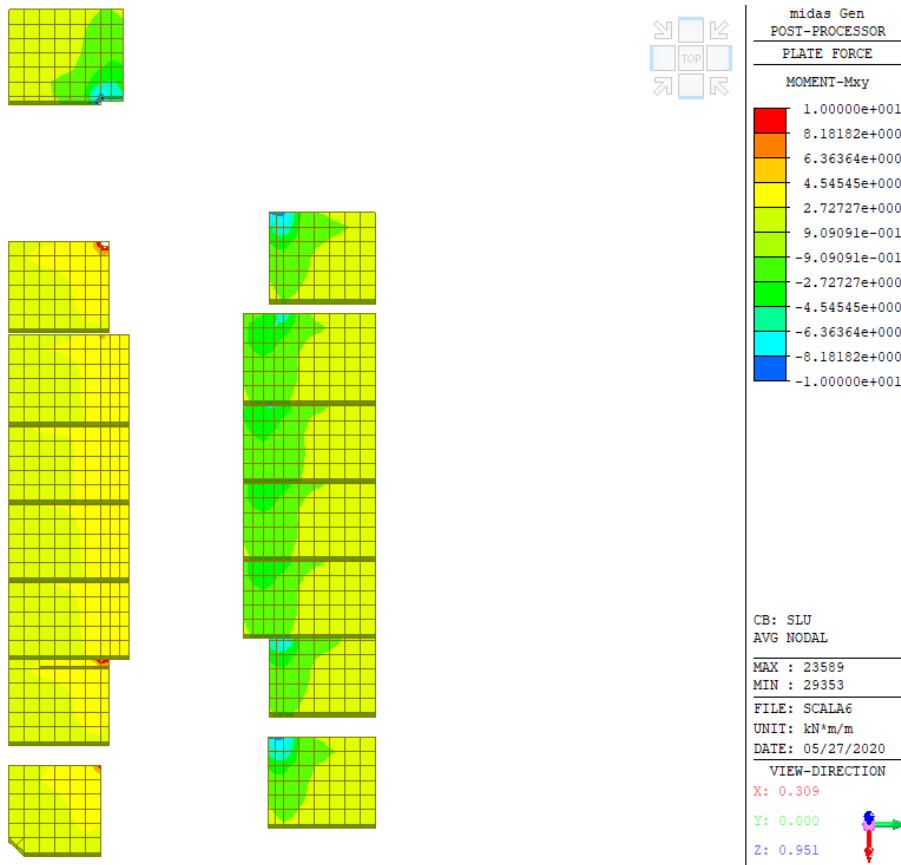
Sono previsti staffe  $\phi 8/120$ .

8.2.4.2      **PIANEROTTOLI**

Per i pianerottoli si intende armare a flessione la soletta piena considerando le due direzioni parallele ai lati del nucleo. Le cds sono di seguito esposte considerando il sistema di riferimento indicato dal software.







Sarà considerata la torsione di piastra pari a  $\pm 10 \text{ kNm/m}$ . Supponendo una armatura di  $\phi 12/200$  al lembo superiore e inferiore si ha il seguente momento resistente:

**Titolo :** pianerottolo

**N° figure elementari**  **Zoom**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	180

N°	As [mm²]	d [mm]
1	565	30
2	565	150
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**N<sub>Ed</sub>**  **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
**d**  mm  
**x**  **x/d**   
 $\delta$

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

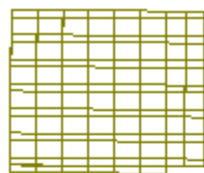
**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**

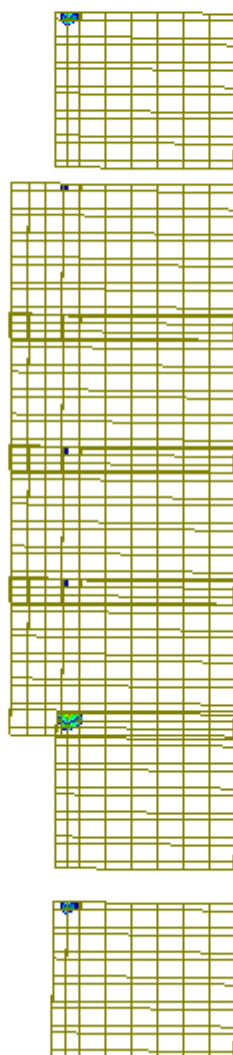
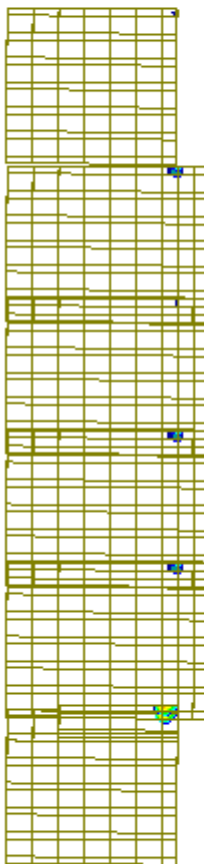
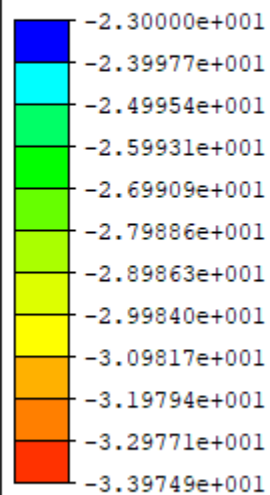
**L<sub>0</sub>**  mm

☐ Precompresso

Le zone dove si supera questo momento resistente sono evidenziate di seguito; essendo zone localizzate in prossimità dei vertici del nucleo, sulla parte colorata si aggiungono spezzoni di 2 $\phi$ 16.



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
PLATE FORCE  
MOMENT-Mxx



CB: SLU  
AVG NODAL

MAX : 28371  
MIN : 23589

FILE: SCALA6

UNIT: kN\*m/m

DATE: 05/27/2020

VIEW-DIRECTION

X: 0.309

Y: 0.003

Z: 0.951



Aggiungendo 2  $\phi 16$  si ottiene un momento resistente di 52.6 kNm/m, da utilizzarsi solo nelle zone colorate.

**Titolo :** pianerottolo2

**N\* figure elementari**  **Zoom**
**N\* strati barre**  **Zoom**

N*	b [mm]	h [mm]
1	1000	180

N*	As [mm²]	d [mm]
1	968	30
2	968	150
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**N<sub>Ed</sub>**  **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N\* rett.**

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>**  mm **Col. modello**

☐ Precompresso

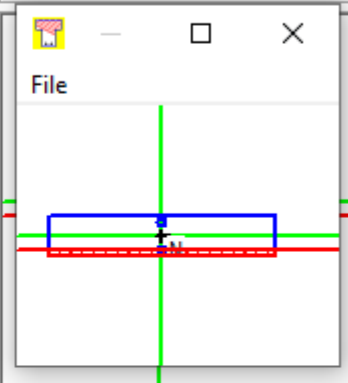
**Materiali**

B450C

C30/37

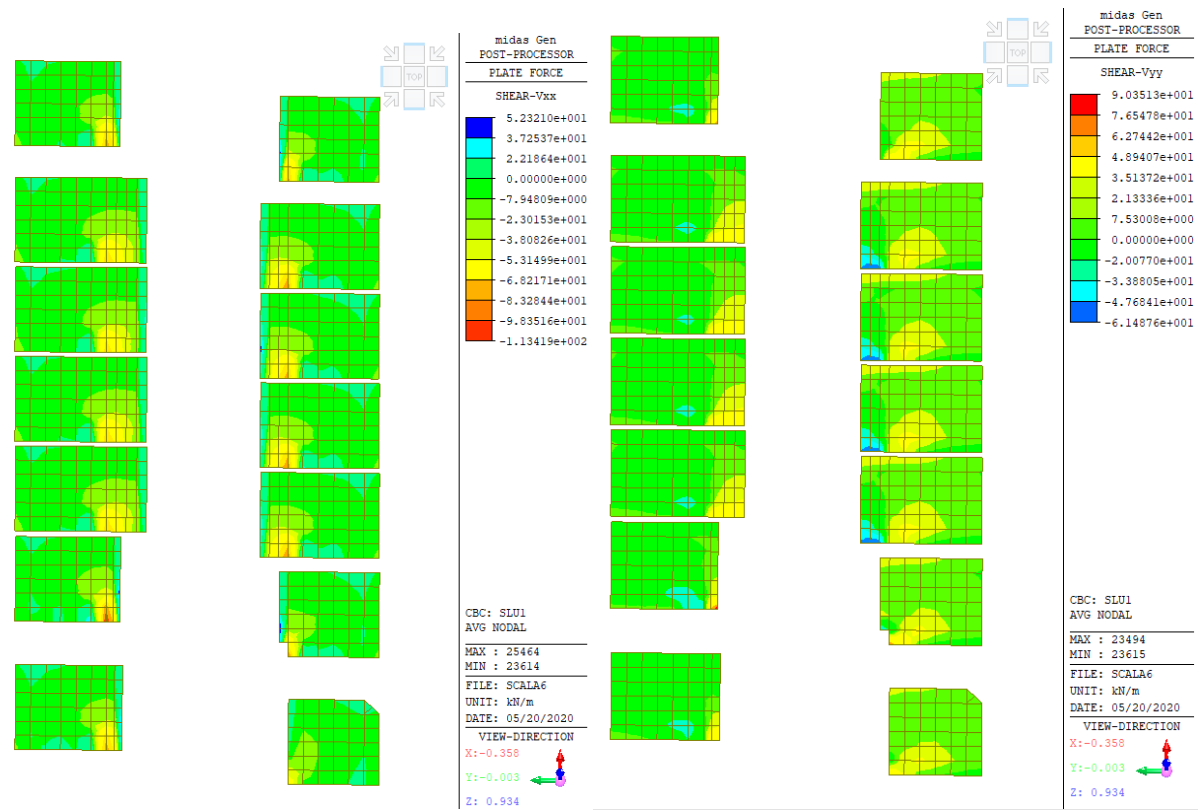
$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 **$\sigma_c$**   N/mm²  
 **$\sigma_s$**   N/mm²  
 **$\epsilon_c$**   ‰  
 **$\epsilon_s$**   ‰  
**d**  mm  
**x**  **x/d**   
 **$\delta$**

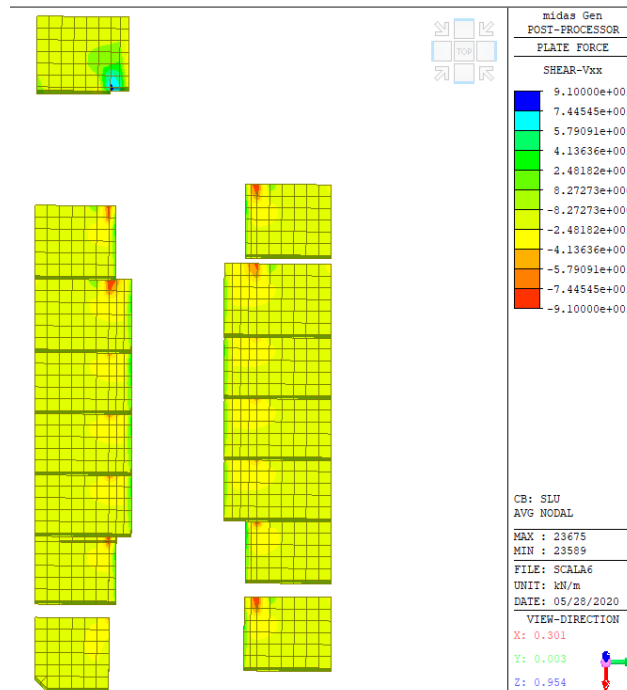


Taglio

Per il taglio, si calcola la resistenza dell'elemento senza armatura trasversale.



VERIFICA SEZIONALE SLU						
RESISTENZA A TAGLIO DI ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI						
Sollecitazione di calcolo				$V_{Ed}$	66	kN
Sollecitazione da precompressione				$N_0$	0	kN
A	1.50E+05	mm <sup>2</sup>				
$f_{ck}$	30	MPa		$A_{sl}$	565.5	mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.50			$\rho_l$	0.0038	
$\alpha_{cc}$	0.85					
$f_{cd}$	17.00	MPa		$\sigma_{cp}$	0.0	MPa
$f'_{cd}$	8.50	MPa		$0.25 f_{cd}$	4.25	MPa
d	150	mm		$0.5 f_{cd}$	8.50	MPa
$b_w$	1000	mm		$\alpha_c$	1.00	
k	2.155					
$v_{min}$	0.606					
$V_{Rd}$	91	kN	OK			
$V_{rd}/V_{Ed}$	1.38					



Anche in questo caso esistono zone dove si supera il taglio resistente appena calcolato; essendo zone localizzate in prossimità dei vertici del nucleo sono previste delle staffe che confinano i ferri da 16 precedentemente calcolati.

VERIFICA SEZIONALE SLU									
RESISTENZA A TAGLIO									
Sollecitazione di calcolo				V <sub>Ed</sub>	17	kN			
Sollecitazione da precompressione				N <sub>0</sub>	0	kN			
A*	1.50E+05	mm <sup>2</sup>							
f <sub>ck</sub>	30	MPa							
γ <sub>c</sub>	1.50						f <sub>yk</sub>	450	MPa
α <sub>cc</sub>	0.85						γ <sub>s</sub>	1.15	
f <sub>cd</sub>	17.00	MPa					f <sub>yd</sub>	391	MPa
f' <sub>cd</sub>	8.50	MPa							
							staffe		
θ	45	°					φ	8	mm
cotg(θ)	1.00						bracci	2	
d	150	mm					A <sub>sw</sub>	100.5	mm <sup>2</sup>
b <sub>w</sub>	1000	mm					s	150	mm
σ <sub>cp</sub>	0.0	MPa					0	ferri piegati	
0.25 f <sub>cd</sub>	4.25	MPa					α	45	°
0.5 f <sub>cd</sub>	8.50	MPa					φ	12	mm
α <sub>c</sub>	1.00						A <sub>sw</sub>	0	mm <sup>2</sup>
							s	100	mm
V <sub>Rcd</sub>	574	kN					V <sub>Rsd</sub>	35	kN
								35.40438	
			V <sub>Rd</sub>	35	kN	OK	0		
			V <sub>rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	2.07					

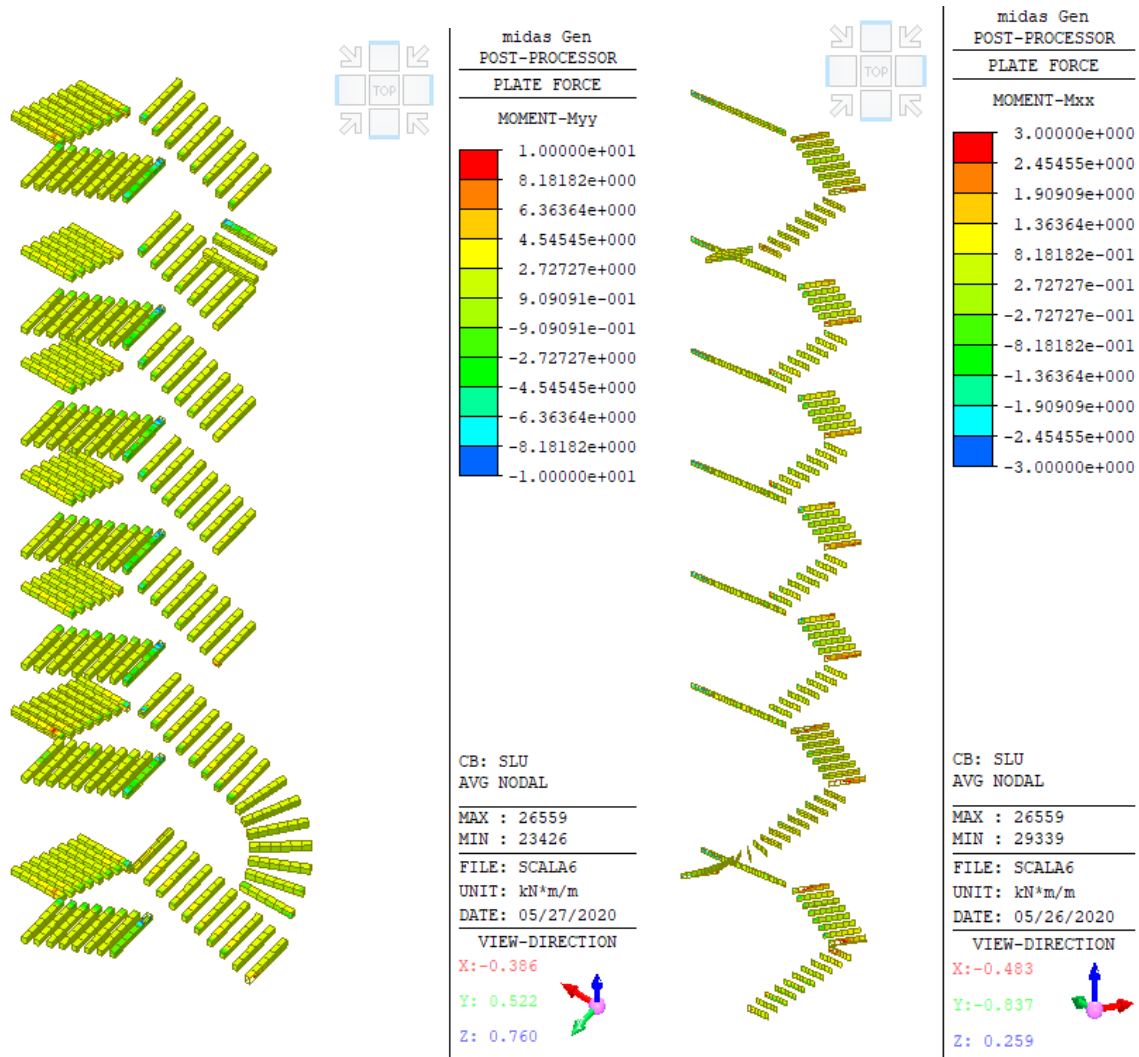
Sono previsti staffe  $\phi 8/150$ .

### 8.2.4.3 SCALA

Il sistema di riferimento locale ha Y uscente dal piano del nucleo, Z parallelo e X verticale.

#### 8.2.4.3.1 Alzata

Le cds sono di seguito esposte considerando il sistema di riferimento indicato dal software.



Per l'alzata si intende armare a flessione considerando 2  $\phi 12$  superiori e 2  $\phi 16$  inferiori, così si ottiene un momento resistente di circa 16 kNm/m.



**Titolo :**

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	120	230

N°	As [mm²]	d [mm]
1	226	30
2	226	200
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

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

**N<sub>Ed</sub>**  **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>**  **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>**  **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  mm  
 x  x/d   
 $\delta$

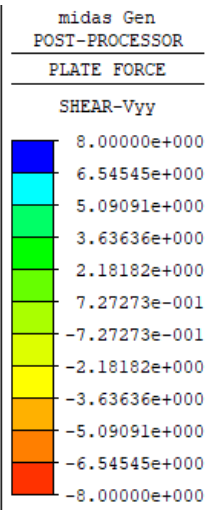
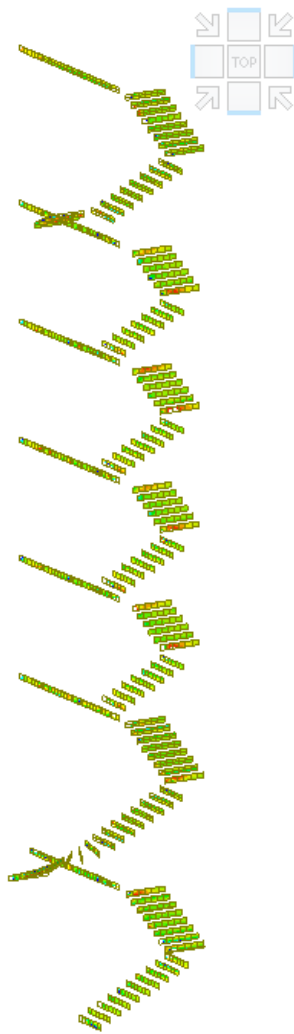
**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso



CB: SLU  
AVG NODAL

---

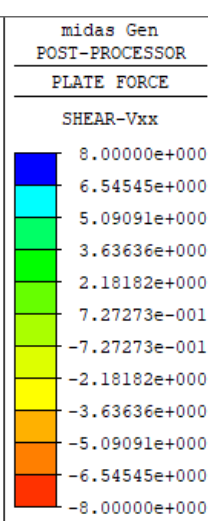
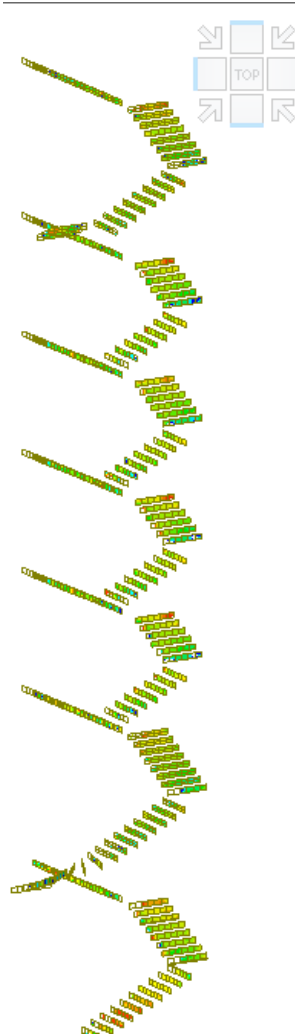
MAX : 23170  
MIN : 26559

---

FILE: SCALA6  
UNIT: kN/m  
DATE: 05/26/2020

---

VIEW-DIRECTION  
X: -0.483  
Y: -0.837  
Z: 0.259



CB: SLU  
AVG NODAL

---

MAX : 27576  
MIN : 26559

---

FILE: SCALA6  
UNIT: kN/m  
DATE: 05/26/2020

---

VIEW-DIRECTION  
X: -0.483  
Y: -0.837  
Z: 0.259

Per il taglio, si calcola la resistenza dell'elemento con armatura trasversale.

VERIFICA SEZIONALE SLU									
RESISTENZA A TAGLIO									
Sollecitazione di calcolo				V <sub>Ed</sub>	8	kN			
Sollecitazione da precompressione				N <sub>0</sub>	0	kN			
A*	2.40E+04	mm <sup>2</sup>							
f <sub>ck</sub>	30	MPa							
γ <sub>c</sub>	1.50						f <sub>yk</sub>	450	MPa
α <sub>cc</sub>	0.85						γ <sub>s</sub>	1.15	
f <sub>cd</sub>	17.00	MPa					f <sub>yd</sub>	391	MPa
f' <sub>cd</sub>	8.50	MPa							
							staffe		
θ	45	°					φ	6	mm
cotg(θ)	1.00						bracci	2	
d	200	mm					A <sub>sw</sub>	56.5	mm <sup>2</sup>
b <sub>w</sub>	120	mm					s	150	mm
σ <sub>cp</sub>	0.0	MPa					0	ferri piegati	
0.25 f <sub>cd</sub>	4.25	MPa					α	45	°
0.5 f <sub>cd</sub>	8.50	MPa					φ	30	mm
α <sub>c</sub>	1.00						A <sub>sw</sub>	0	mm <sup>2</sup>
							s	2000	mm
V <sub>Rcd</sub>	92	kN					V <sub>Rsd</sub>	27 kN	
								26.55329	
				V <sub>Rd</sub>	27 kN		OK	0	
				V <sub>rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	3.32				

Per l'armatura della pedata sono sufficienti delle staffe con diametro e passo appena calcolati.

## 8.2.5 VERIFICA DELLE MENSOLE TOZZE E DEI NUCLEI

### 8.2.5.1 MENSOLE TOZZE

Le mensole tozze hanno una larghezza di 61 cm su due bordi ortogonali e uno spessore di 67 cm; i carichi trasmessi dall'isolatore sono di seguito tabellati, già amplificati allo Stato Limite Ultimo.

MIDAS/Gen Result-[Elastic Link] x									
No.	Load	Node	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	
1	SLU	22760	-1094.97	257.35	205.01	0.00	0.00	0.00	
1	SLU	22952	-1094.97	257.35	205.01	0.00	0.00	0.00	
2	SLU	22847	-1172.40	-219.67	157.41	0.00	0.00	0.00	
2	SLU	22995	-1172.40	-219.67	157.41	0.00	0.00	0.00	
3	SLU	22913	-972.45	-181.07	-194.88	0.00	0.00	0.00	
3	SLU	23026	-972.45	-181.07	-194.88	0.00	0.00	0.00	
4	SLU	22827	-1041.10	143.39	-167.55	0.00	0.00	0.00	
4	SLU	22978	-1041.10	143.39	-167.55	0.00	0.00	0.00	

Si considerano i materiali previsti per le strutture di nuova costruzione, con le proprietà meccaniche definiti di seguito:

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$$

L'altezza utile  $d$  è uguale a 55cm, si definiscono quindi:

$$H = 60 \text{ cm} ; d = 55 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ;$$

L'armatura tesa è costituita da 3 ordini di armature costituite da  $\frac{6+6}{\sqrt{2}} \phi 20$  paralleli ai lati del nucleo ascensore e  $11\phi 20$  ruotati di  $135^\circ$ . Inoltre si prevedono staffe  $\phi 12/150$  a 4 braccia.

L'azione agente è pari a  $P_{Ed} = 1172 \text{ kN}$ ;  $M_{sd}=949.32\text{kNm}$ .

Titolo : mensola\_tozza

N° figure elementari 1 Zoom

N° strati barre 16 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3142	50
2	804	80
3	804	120
4	3456	550
5	1257	500
6	1257	450

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 154.7 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

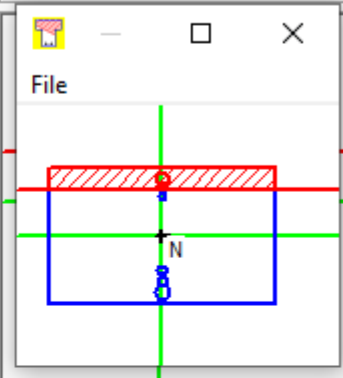
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.



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 mm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C

C30/37

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 210,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 6.36 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6933  
τ<sub>c1</sub> 2.029

M<sub>xRd</sub> 1,116 kN m

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 16.78 ‰

d 550 mm

x 94.9 x/d 0.1725

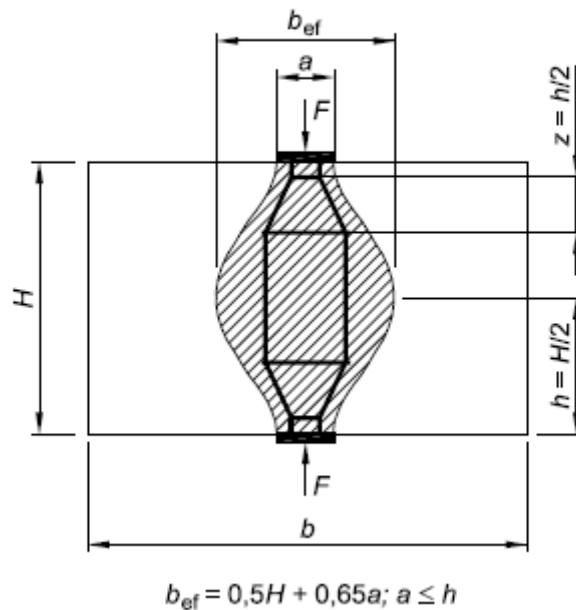
δ 0.7

VERIFICA SEZIONALE SLU									
RESISTENZA A TAGLIO									
Sollecitazione di calcolo				V <sub>Ed</sub>	1172	kN			
Sollecitazione da precompressione				N <sub>0</sub>	0	kN			
A*	5.50E+05	mm <sup>2</sup>							
f <sub>ck</sub>	30	MPa							
γ <sub>c</sub>	1.50					f <sub>yk</sub>	450	MPa	
α <sub>cc</sub>	0.85					γ <sub>s</sub>	1.15		
f <sub>cd</sub>	17.00	MPa				f <sub>yd</sub>	391	MPa	
f' <sub>cd</sub>	8.50	MPa							
						staffe			
θ	35	°				φ	12	mm	
cotg(θ)	1.43					bracci	4		
d	550	mm				A <sub>sw</sub>	452.4	mm <sup>2</sup>	
b <sub>w</sub>	1000	mm				s	100	mm	
σ <sub>cp</sub>	0.0	MPa			0	ferri piegati			
0.25 f <sub>cd</sub>	4.25	MPa				α	45	°	
0.5 f <sub>cd</sub>	8.50	MPa				φ	12	mm	
α <sub>c</sub>	1.00					A <sub>sw</sub>	0	mm <sup>2</sup>	
						s	100	mm	
V <sub>Rcd</sub>	1977	kN				V <sub>Rsd</sub>	1251	kN	
							1251.427		
			V <sub>Rd</sub>	1251	kN	OK	0		
			V <sub>rd</sub> /V <sub>Ed</sub>	1.07					

La mensola tozza risulta verificata.

### 8.2.5.2 BAGGIOLO

Facendo riferimento all'EC2 parte 1-1 al punto 6.5 si possono utilizzare le equazioni relative alla resistenza di progetto di puntoni di calcestruzzo con tensioni trasversali di trazione.



Per regioni di totale discontinuità come nel nostro caso si ha

$$H = 152 \text{ cm} ; h = 76 \text{ cm} ; a = 69 \text{ cm}$$

$$F = 1172 \text{ kN} ;$$

La forza di trazione T può essere determinata usando la seguente equazione

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F = 106,8 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{106800}{391} = 273,14 \text{ mm}^2$$

Supponendo 2 staffe di diametro 10 mm si ha

$$A_s = 4 \cdot 78,5 = 314,16 \text{ mm}^2$$

### 8.2.5.3 MARTINETTO SU PIASTRA DI FONDAZIONE

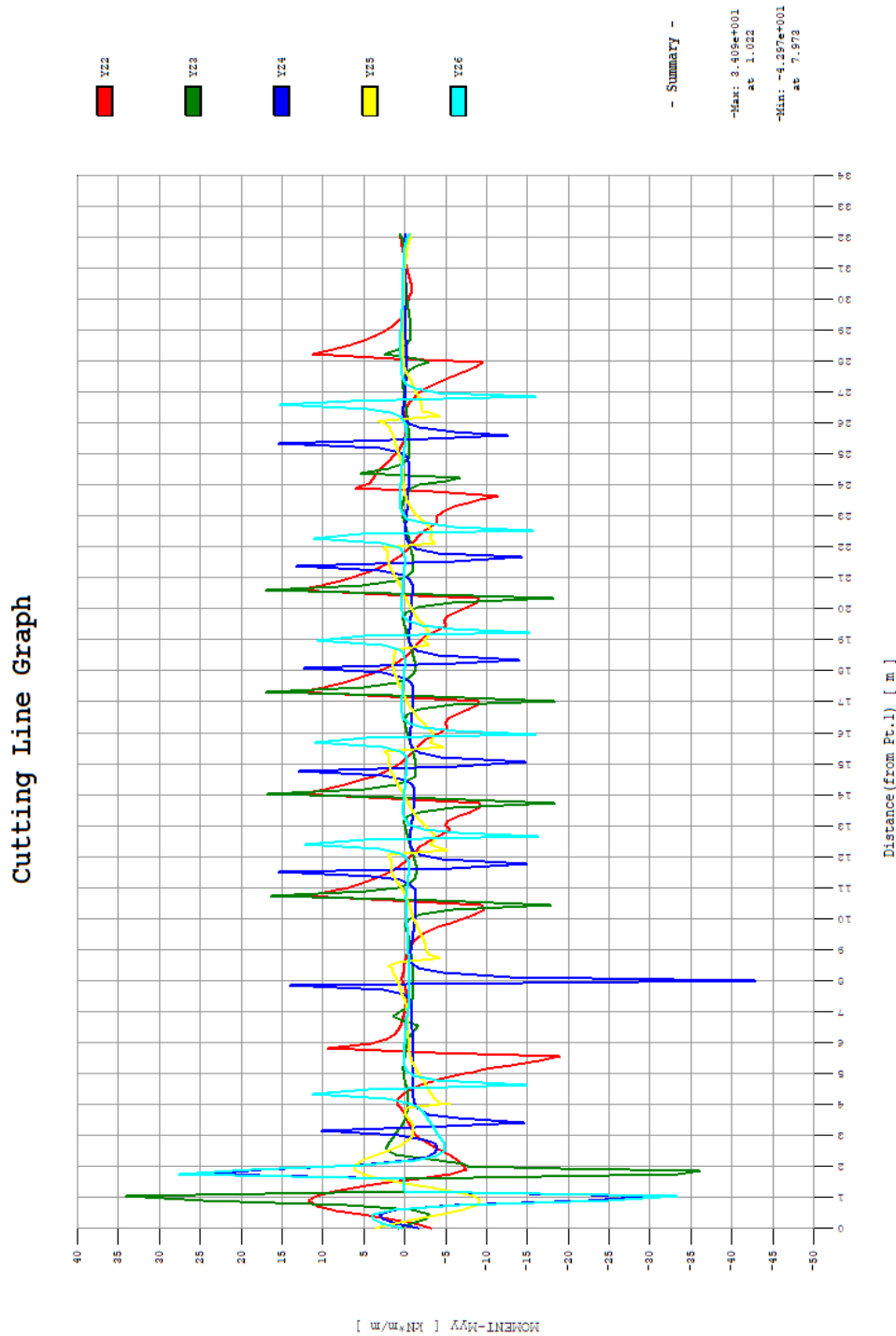
Nelle fasi di una eventuale sostituzione degli isolatori verranno utilizzati due martinetti per mensola tozza al fine di scaricarne l'estremità. Questo implica una pressione sulla piastra di fondazione del nucleo che deve essere verificata.

VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2 PARTE 1-1 PUNTO 6.4			
martinetto su supporto rettangolare 600x250 mm <sup>2</sup>			
$N_{Ed} =$	1172	kN	forza assiale di calcolo
$M_{Ed} =$	0	kNm	momento flettente di calcolo
$V_{Ed} = N_{Ed} =$	1172	kN	forza tagliante
$f_{ck} =$	30	MPa	calcestruzzo C30/37
$f_{yk} =$	450	MPa	acciaio B450C
$c_1 =$	250	mm	lato del pilastro ortogonale all'asse vettore del momento
$c_2 =$	600	mm	lato del pilastro parallelo all'asse vettore del momento
$d =$	270	mm	altezza utile media della piastra
$A_{s1x} =$	0.565	mm <sup>2</sup> /mm	area delle armature di trazione in dir.x
$A_{s1y} =$	0.565	mm <sup>2</sup> /mm	area delle armature di trazione in dir.y
$\rho_{lx} =$	0.209%		percentuale geometrica delle armature in dir. x
$\rho_{ly} =$	0.209%		percentuale geometrica delle armature in dir. y
NOTA: la percentuale va calcolata su una larghezza pari alla larghezza del pilastro +3d			
$\rho_l =$	0.209%		percentuale geometrica media delle armature
$u_0 =$	1700	mm	perimetro del pilastro
$u_1 =$	5093	mm	perimetro di verifica a distanza 2d dal pilastro
$A_1 =$	1984088	mm <sup>2</sup>	area di base posta a distanza 2d dal pilastro
$W_1 =$	2419765	mm <sup>2</sup>	
$k =$	0.542		
$\beta =$	1.000		coefficiente per effetti eccentricità
$v_{Ed} =$	2.553	MPa	tensione di punzonamento lungo il contorno del pilastro
$v =$	0.616		
$\gamma_c =$	1.5		
$f_{cd} =$	17.0	MPa	
$v_{Rd,max} =$	5.236	MPa	max valore della resistenza a punzonamento
verifica lungo il contorno del pilastro			
$v_{Ed}$	<	$v_{Rd,max}$	OK
$P_{netta}$	0.3	MPa	la pressione totale sul terreno trascurando il peso della piastra di fondazione
$\Delta V_{Ed}$	527	kN	risultante della pressione del terreno all'interno del perimetro di verifica
$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$	645	kN	forza ridotta dalla pressione del terreno
$v_{Ed} =$	0.469	MPa	tensione di punzonamento lungo il perimetro a distanza 2d
$C_{Rd,c} =$	0.120		
$k =$	1.861		
$v_{min} =$	0.487	MPa	
$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa	
$k_1 =$	0.15		
$v_{Rd,c} =$	0.487	MPa	resistenza a punzonamento senza armatura
verifica lungo il perimetro a distanza 2d			
$v_{Ed}$	<	$v_{Rd,max}$	non occorre armatura a punzonamento

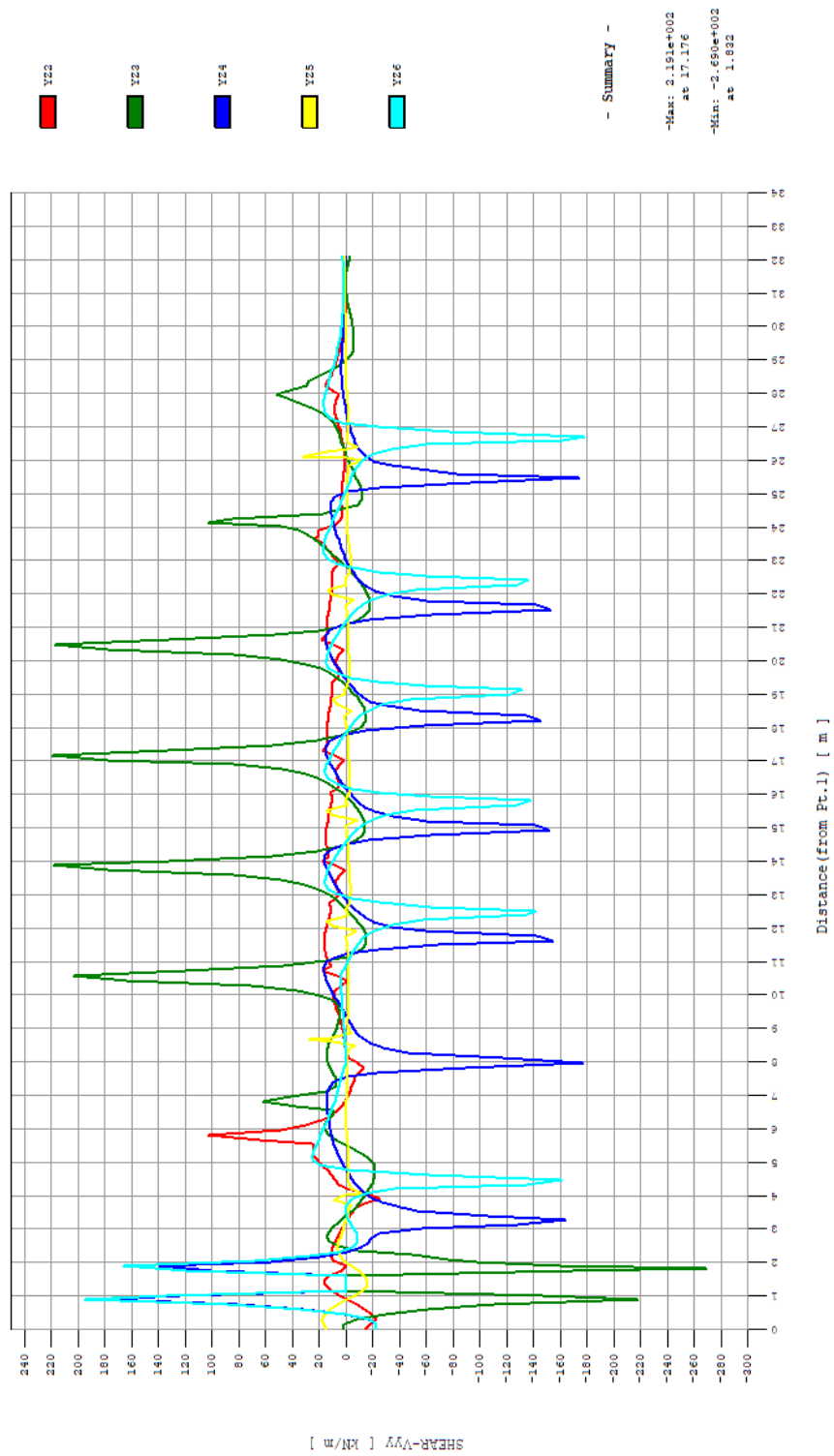


8.2.6 NUCLEO

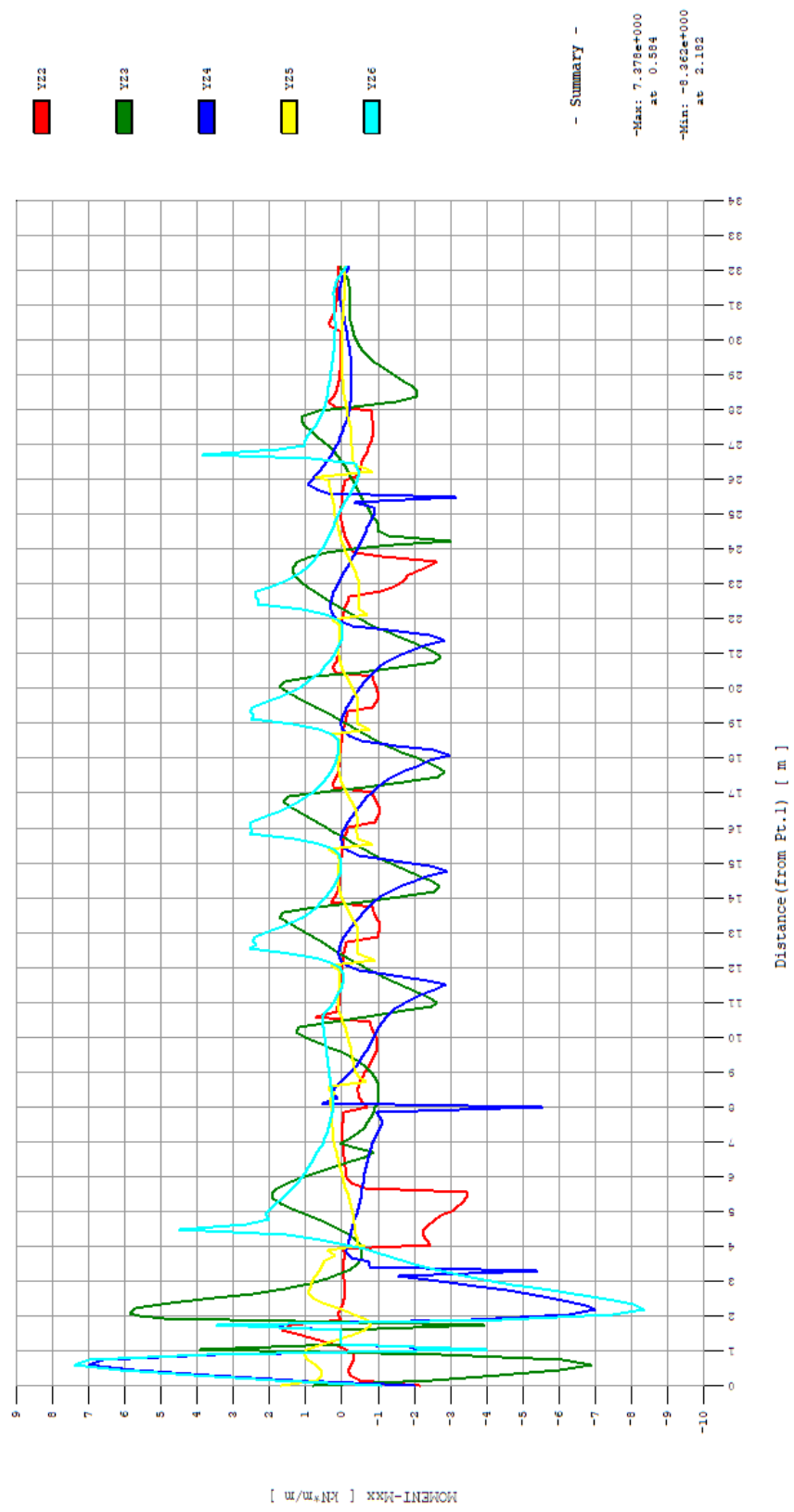
Di seguito sono illustrate delle sezioni di taglio (cutting line graphs) che esprimono le caratteristiche della sollecitazione di interesse lungo l'asse verticale del nucleo. Sono presenti sei sezioni per ogni coppia di pareti parallele.



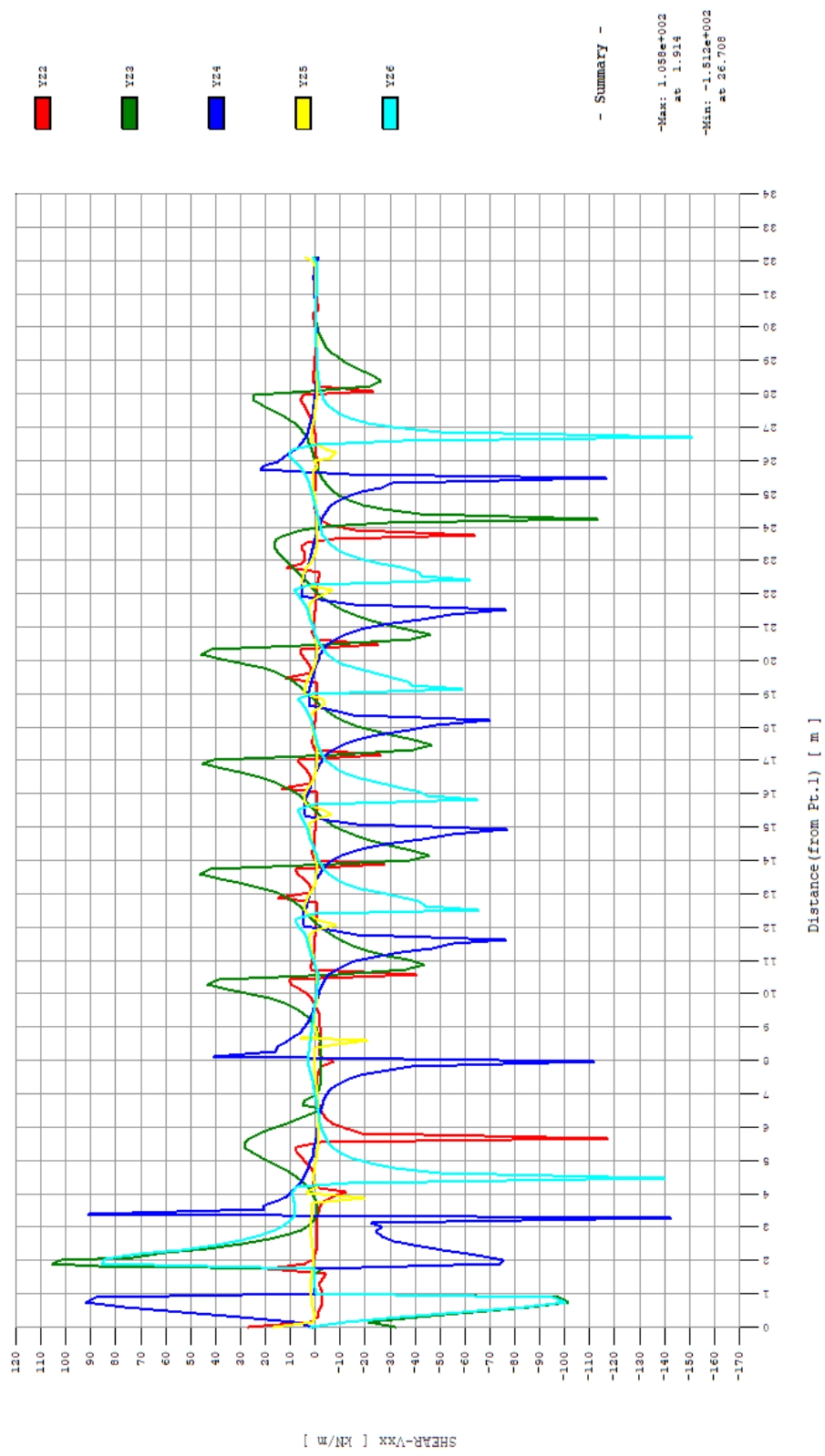
# Cutting Line Graph



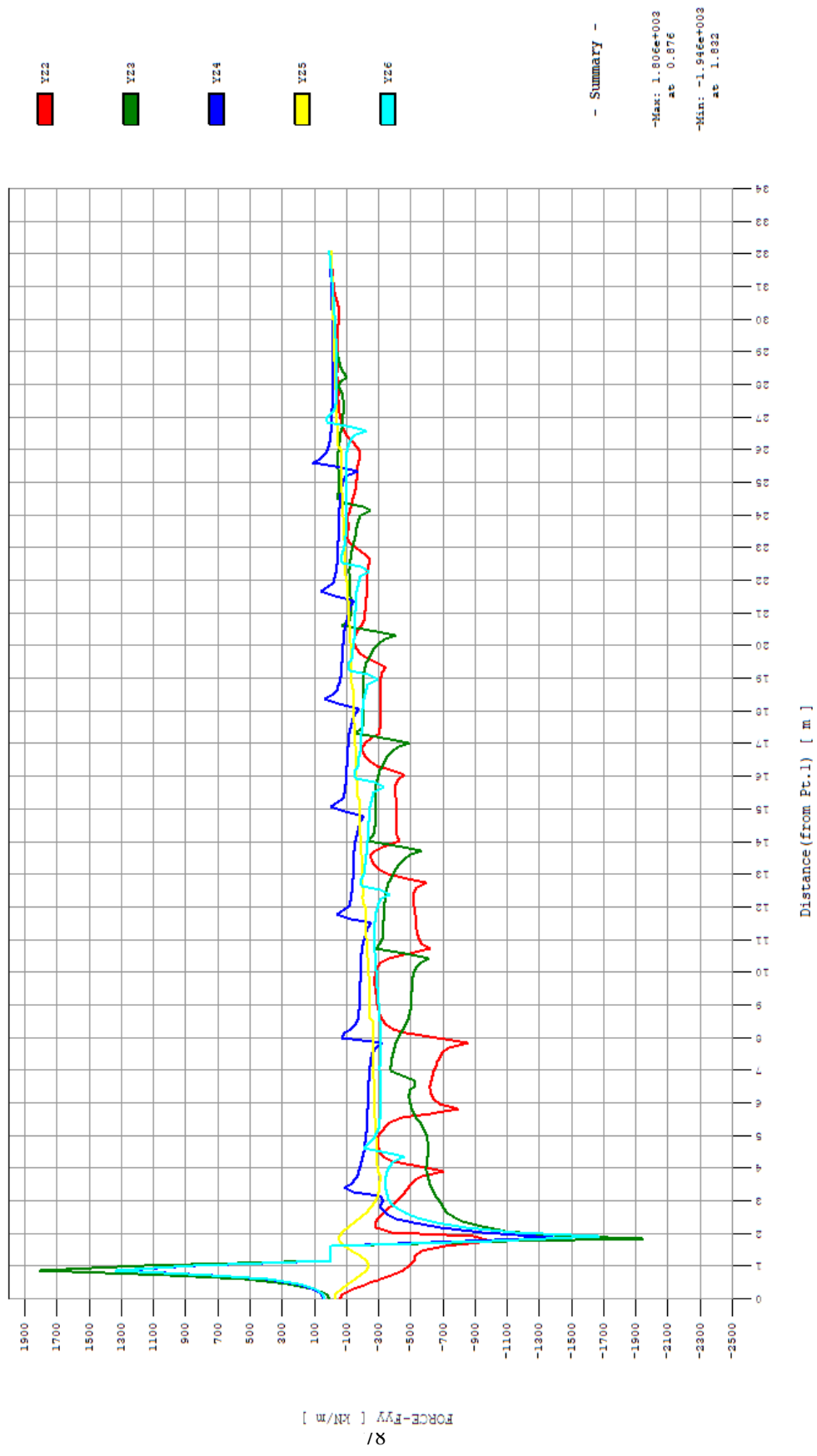
## Cutting Line Graph



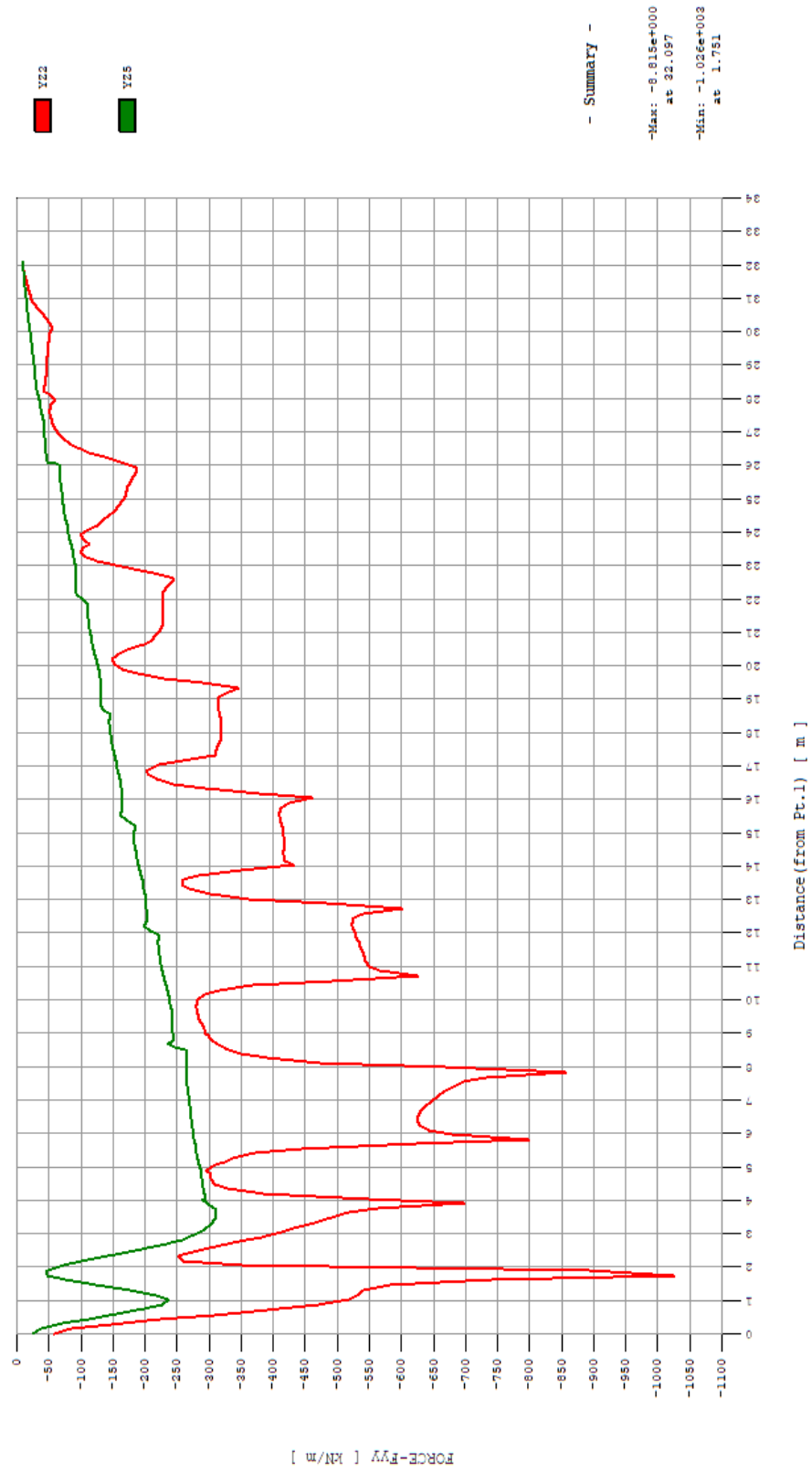
## Cutting Line Graph



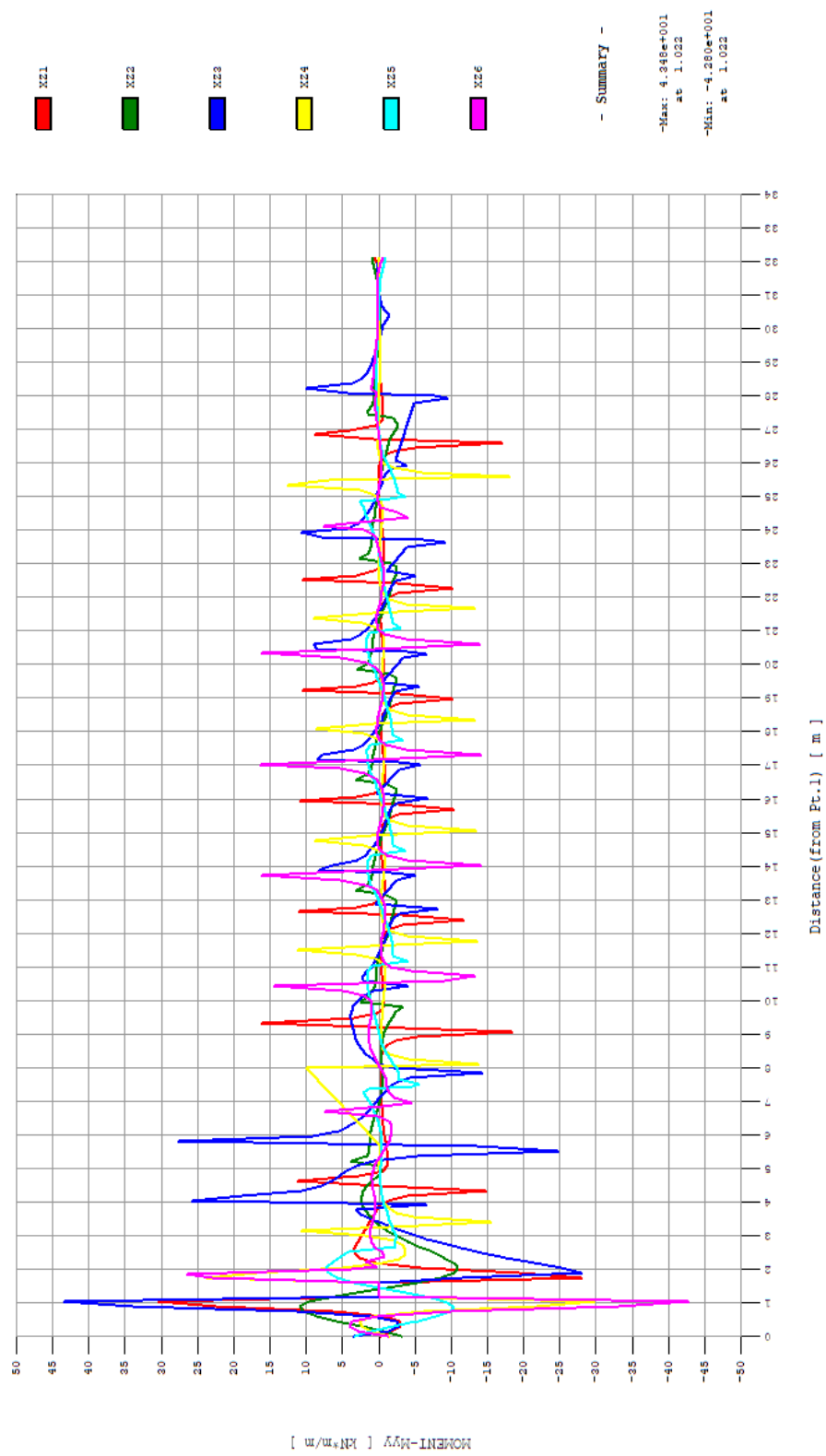
# Cutting Line Graph



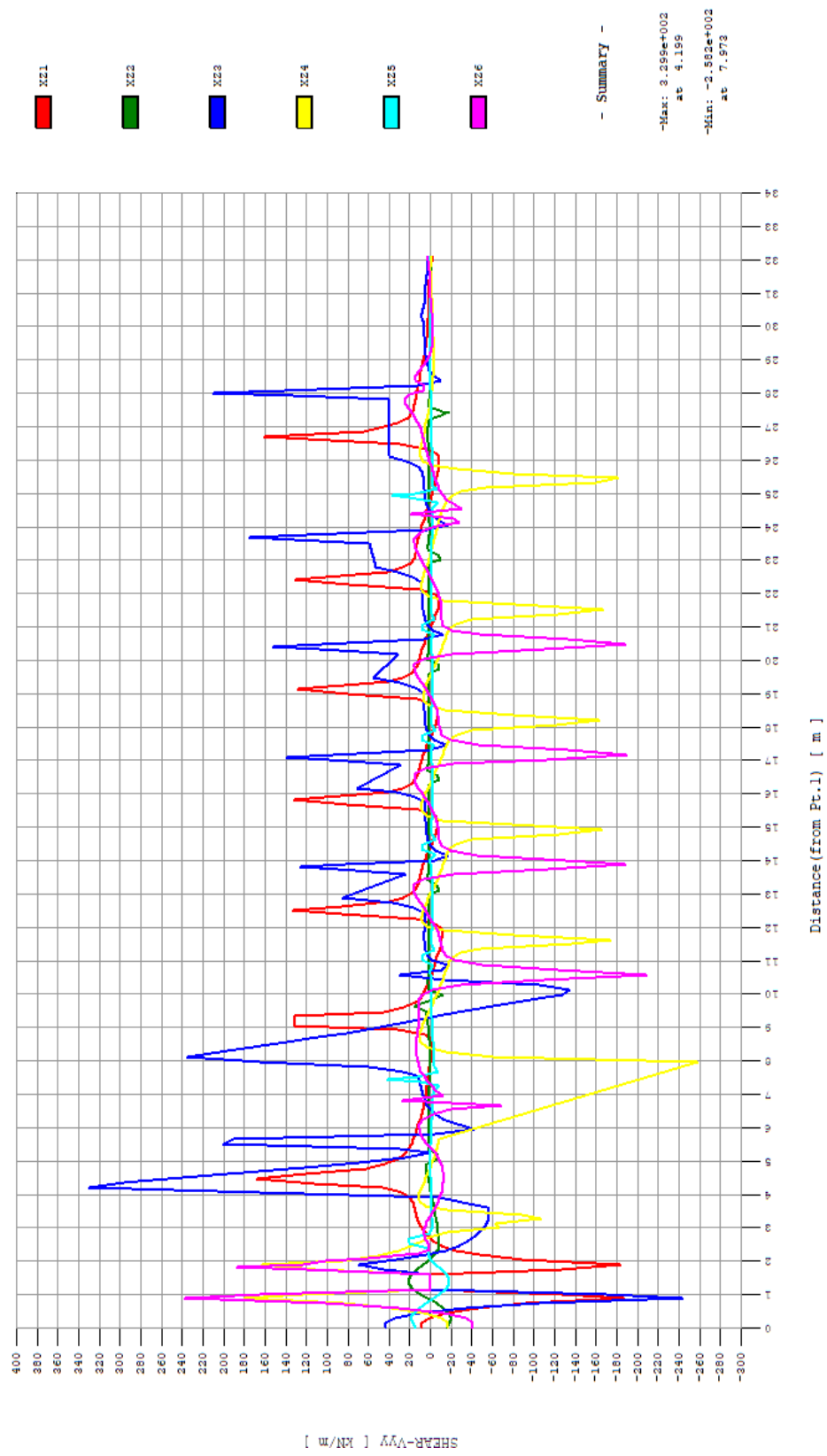
# Cutting Line Graph



# Cutting Line Graph

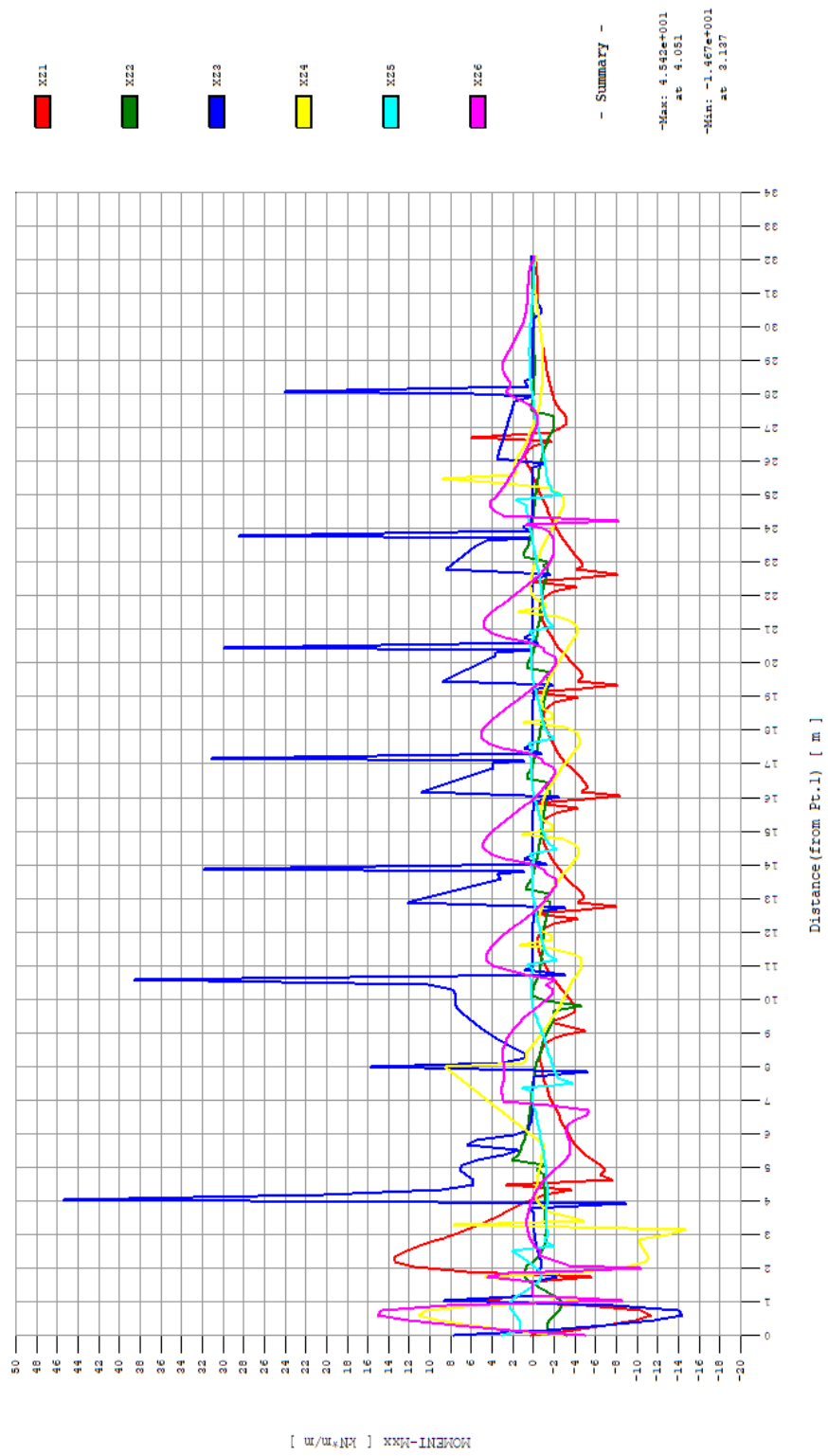


## Cutting Line Graph

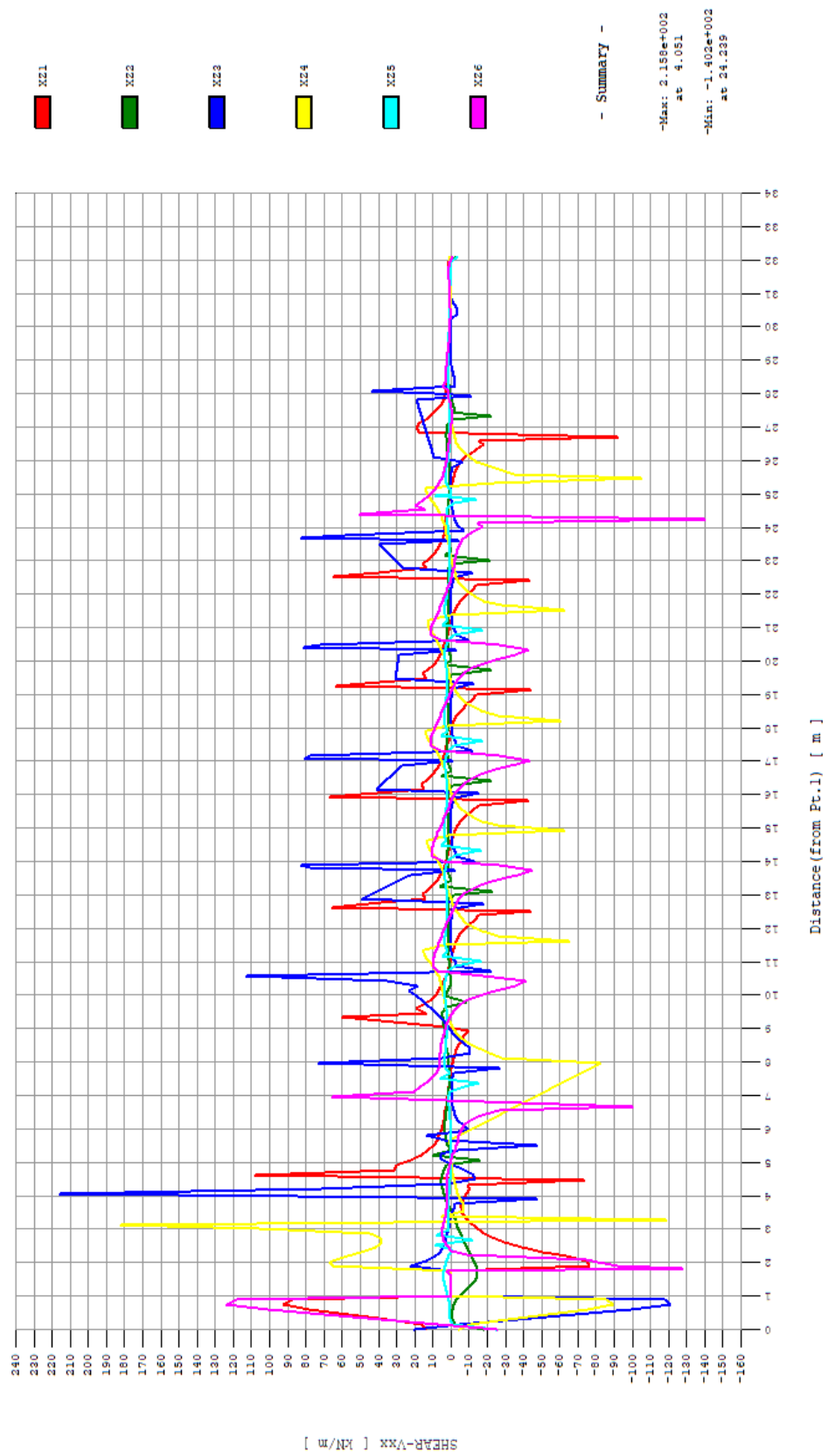




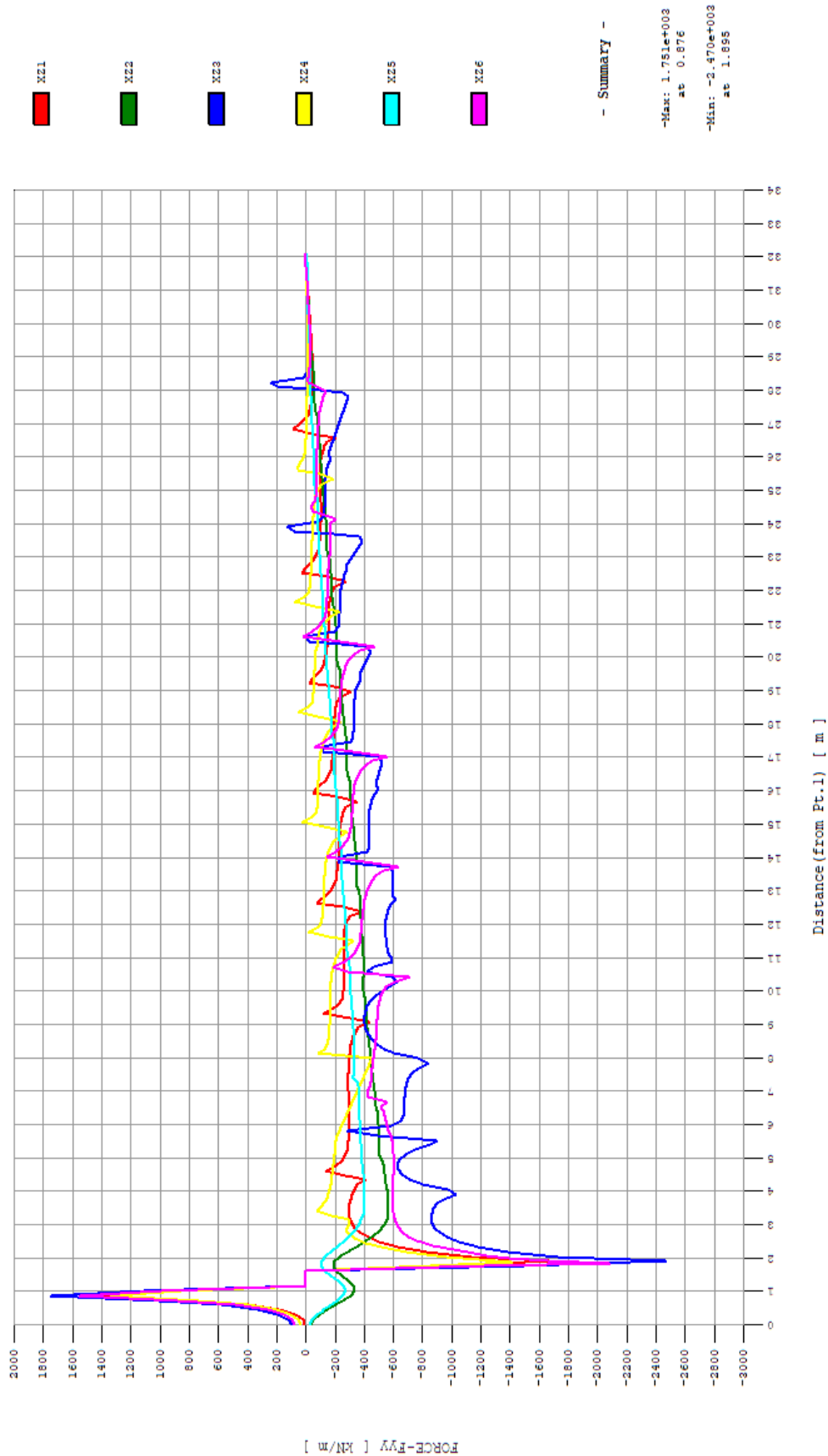
## Cutting Line Graph



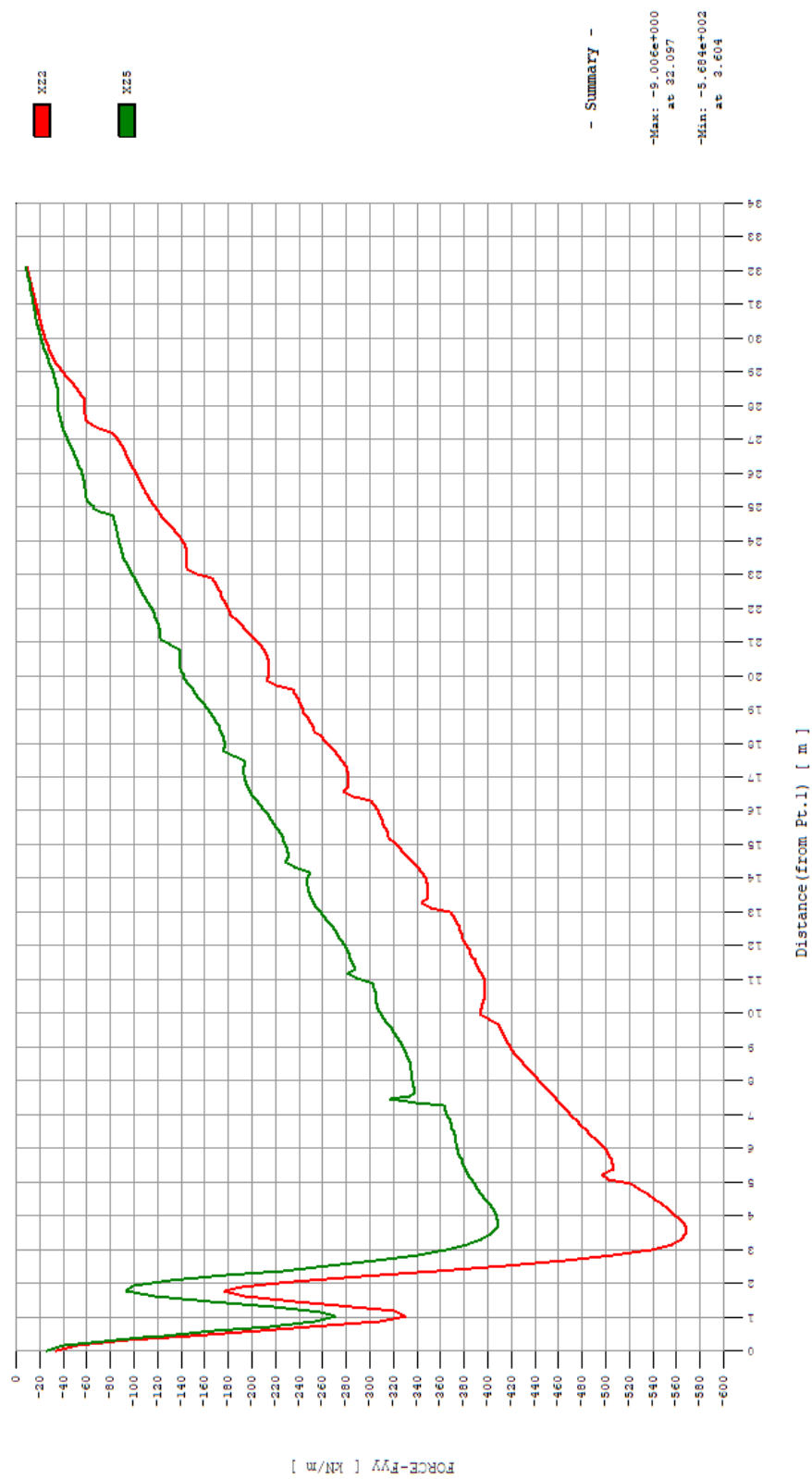
## Cutting Line Graph



Cutting Line Graph



# Cutting Line Graph



Di seguito sono riassunte le caratteristiche della sollecitazione per la sezione di taglio più penalizzante e per le restanti sezioni di taglio intese come involucro.

Si è deciso di creare delle regioni di confinamento in corrispondenza dei vertici del nucleo di sezione ad L di lato maggiore pari a 300 mm dove si useranno le cds corrispondenti a XZ3, nella restante parte del nucleo si userà la riga “ALTROVE”.

Il sistema di riferimento delle cds ha come asse verticale Y, orizzontale X e ortogonale al piano XY l’asse Z.

Sezione	Quote	Myy	Mxx	Mxy	Vyy	Vxx	Fyy
	m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m
XZ3	0-8	45	47	20	336	224	1800
	8-32	20	38	20	240	150	-500
ALTROVE	0-8	36	16	20	260	180	900
	8-32	20	8	20	220	150	-500

Sezione	Quote	Asy	Asx
	m	barre	barre
XZ3	0-8	Φ20/100	Φ16/200
	8-32	Φ12/200	Φ12/200
ALTROVE	0-8	Φ16/100	Φ16/200
	8-32	Φ12/200	Φ12/200

Si precisa che Asx per XZ3 serve per le architravi delle aperture ai piani. Di seguito sono tabellati i momenti resistenti delle armature ipotizzate.

Sezione	Quote	$M_{r_{dy}}$	$M_{r_{dx}}$
	m	kNm/m	kNm/m
XZ3	0-8	59.73	81.91
	8-32	98.89	48.59
ALTROVE	0-8	65.84	81.91
	8-32	98.89	48.59

Le verifiche a taglio hanno evidenziato che è necessaria armatura a taglio solo nelle regioni di confinamento.

In dettaglio le staffe saranno  $\phi 8/200$  a 3 bracci dalla base del nucleo fino a 8 m;  $\phi 8/250$  a 3 bracci da 8m fino in sommità nucleo.

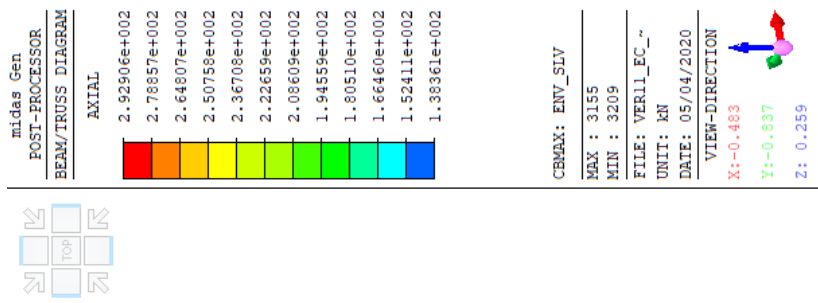
VERIFICA SEZIONALE SLU									
0_8_zx3_Y									
RESISTENZA A TAGLIO									
Sollecitazione di calcolo				$V_{Ed}$	336	kN			
Sollecitazione da precompressione				$N_0$	0	kN			
$A^*$	2.20E+05	mm <sup>2</sup>							
$f_{ck}$	30	MPa							
$\gamma_c$	1.50					$f_{yk}$	450	MPa	
$\alpha_{cc}$	0.85					$\gamma_s$	1.15		
$f_{cd}$	17.00	MPa				$f_{yd}$	391	MPa	
$f'_{cd}$	8.50	MPa							
						staffe			
$\theta$	30	°				$\phi$	8	mm	
$\cotg(\theta)$	1.73					bracci	10		
$d$	220	mm				$A_{sw}$	502.7	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm				$s$	200	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa			0	ferri piegati			
$0.25 f_{cd}$	4.25	MPa				$\alpha$	45	°	
$0.5 f_{cd}$	8.50	MPa				$\phi$	12	mm	
$\alpha_c$	1.00					$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>	
						$s$	100	mm	
$V_{Rcd}$	729	kN				$V_{Rsd}$	337	kN	
							337.272		
			$V_{Rd}$	337	kN	OK	0		
			$V_{rd}/V_{Ed}$	1.00					

In dettaglio le staffe sugli architravi saranno  $\phi 8/300$  a 3 bracci.

VERIFICA SEZIONALE SLU									
0_8_zx3_X									
RESISTENZA A TAGLIO									
Solllecitazione di calcolo				$V_{Ed}$	224	kN			
Solllecitazione da precompressione				$N_0$	0	kN			
$A^*$	2.20E+05	mm <sup>2</sup>							
$f_{ck}$	30	MPa							
$\gamma_c$	1.50					$f_{yk}$	450	MPa	
$\alpha_{cc}$	0.85					$\gamma_s$	1.15		
$f_{cd}$	17.00	MPa				$f_{yd}$	391	MPa	
$f'_{cd}$	8.50	MPa							
						staffe			
$\theta$	30	°				$\phi$	8	mm	
$\cotg(\theta)$	1.73					bracci	10		
$d$	220	mm				$A_{sw}$	502.7	mm <sup>2</sup>	
$b_w$	1000	mm				$s$	300	mm	
$\sigma_{cp}$	0.0	MPa			0	ferri piegati			
$0.25 f_{cd}$	4.25	MPa				$\alpha$	45	°	
$0.5 f_{cd}$	8.50	MPa				$\phi$	12	mm	
$\alpha_c$	1.00					$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>	
						$s$	100	mm	
$V_{Rcd}$	729	kN				$V_{Rsd}$	225	kN	
							224.848		
				$V_{Rd}$	225	kN	OK	0	
				$V_{rd}/V_{Ed}$	1.00				







Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono / Fax:  
E-mail:

Pagina: 1  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 04/05/2020

Commenti del progettista:

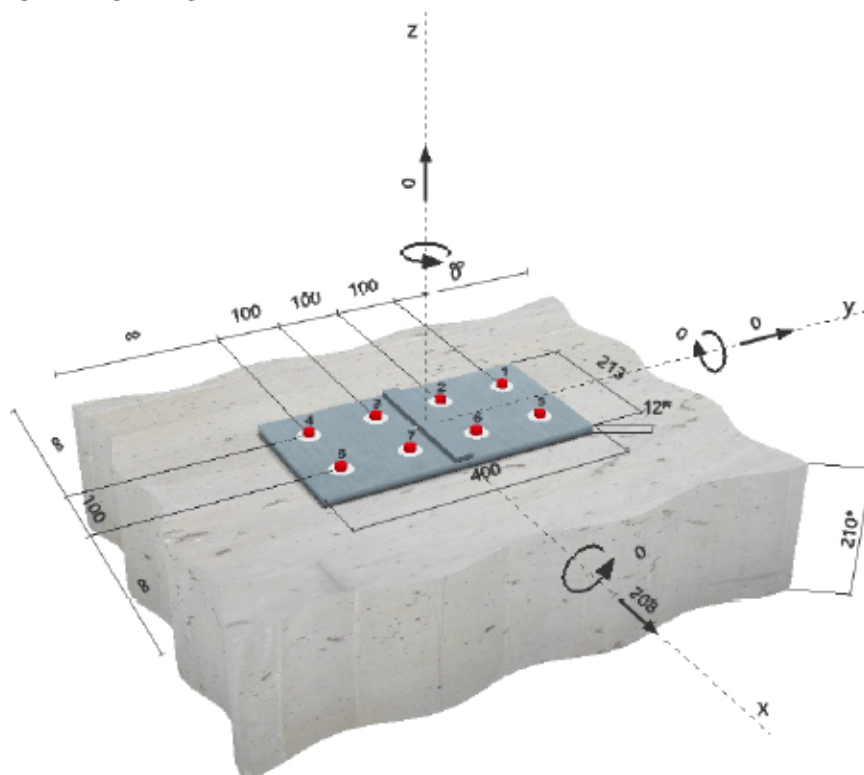
## 1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HIT-V(5.8) M16  
Riempimento spazio con Set di riempimento sismico Hilti M16 mm  
Profondità di posa effettiva:  $h_{ef, opt} = 174 \text{ mm}$  ( $h_{ef, limit} = 174 \text{ mm}$ )  
Materiale: 5.8  
Certificazione No.: ETA 16/0143  
Emesso / Valido: 12/07/2017 / -  
Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND  
Fissaggio distanziato:  $e_y = 0 \text{ mm}$  (Senza distanziamento);  $t = 12 \text{ mm}$   
Piastra d'ancoraggio:  $l_y \times l_x \times t = 213 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)  
Profilo: Barra liscia; ( $L \times W \times T$ ) =  $213 \text{ mm} \times 25 \text{ mm} \times 0 \text{ mm}$   
Materiale base: fessurato calcestruzzo, C20/25,  $f_{c, cube} = 25.00 \text{ N/mm}^2$ ;  $h = 210 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C  
Installazione: Foro carotato con irruvidimento, Condizioni di installazione: asciutto  
Armatura: interasse delle armature  $< 150 \text{ mm}$  (qualunque  $\emptyset$ ) o  $< 100 \text{ mm}$  ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ )  
con armatura di bordo longitudinale  $d \geq 12$



<sup>R</sup> - l'utilizzatore è tenuto a garantire la presenza di una piastra base rigida per lo spessore indicato con le soluzioni adeguate (rinforzi, ...)

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

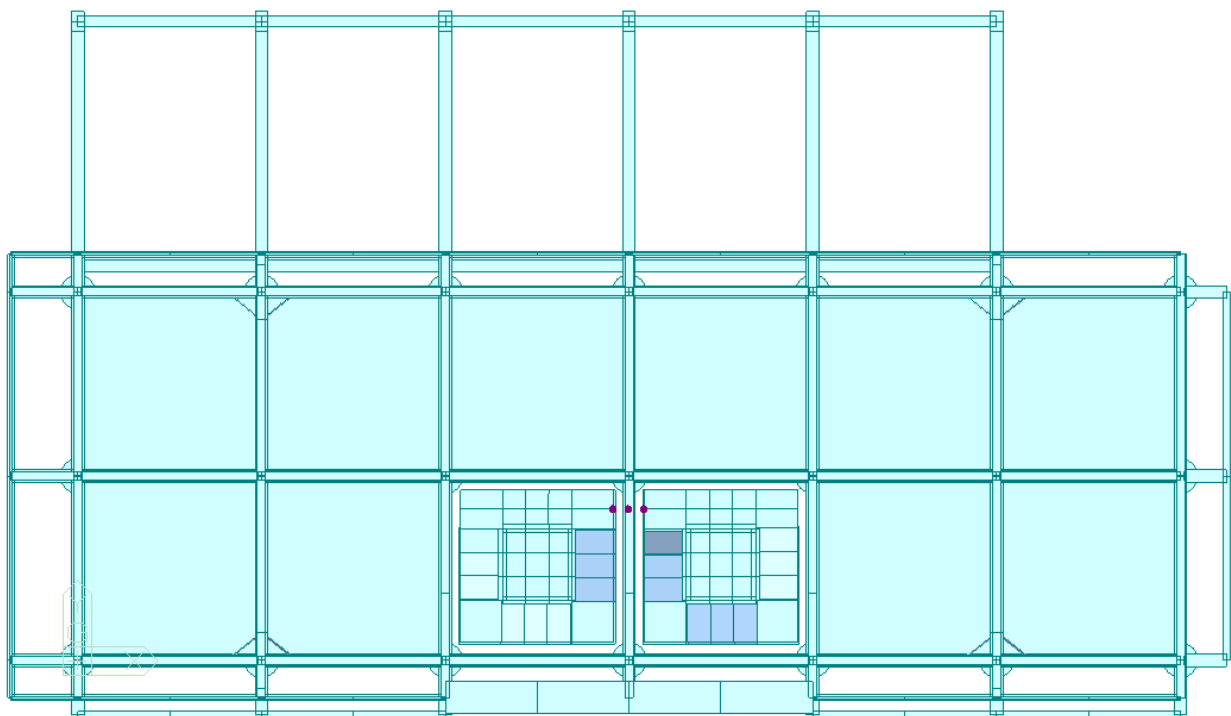


Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!

## 8.2.8 VERIFICA DELLE CHIAVI DI TAGLIO NEGLI SBARCHI

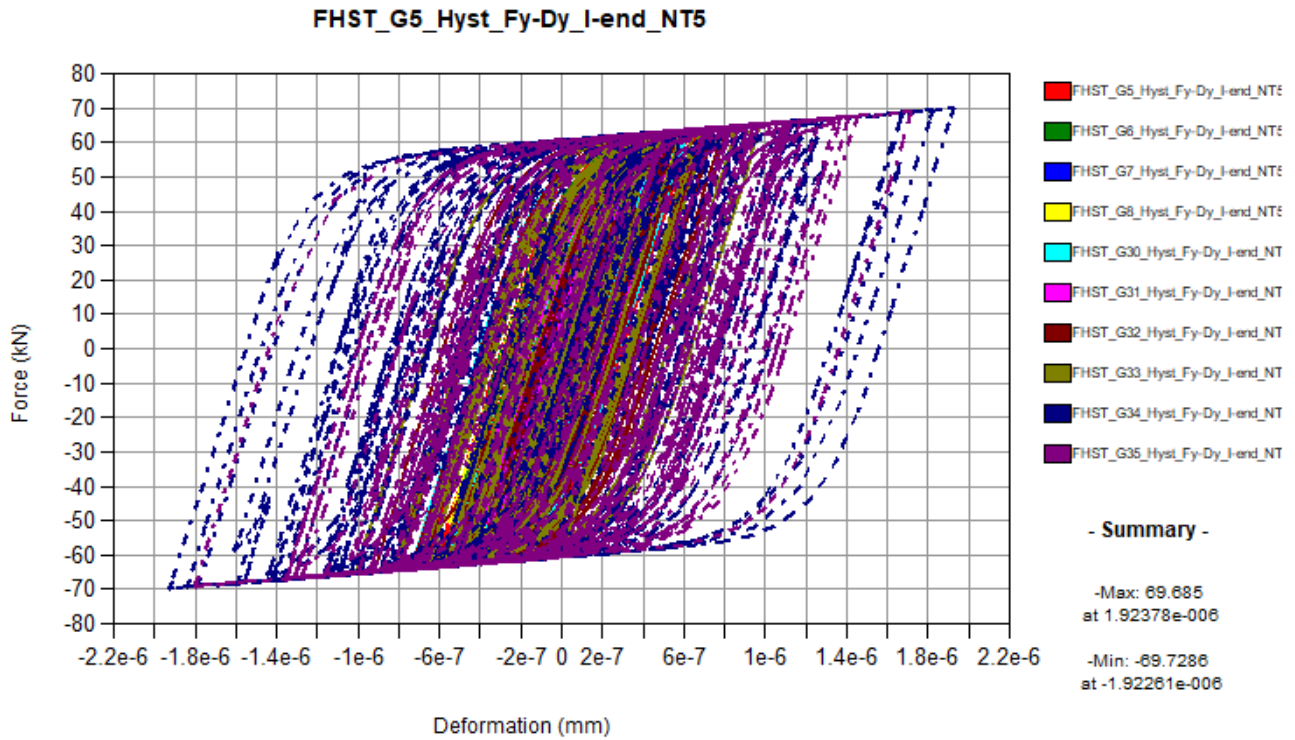
### 8.2.8.1 CHIAVI DI TAGLIO Y

Gli sbarchi dagli ascensori sono costituiti da una piastra piena alta 21 cm, affinché i nuclei conferiscano rigidezza all'edificio nella direzione del lato lungo e per dare stabilità al nucleo stesso, saranno disposte delle chiavi di taglio che esercitano il loro vincolamento esclusivamente sul piano orizzontale.

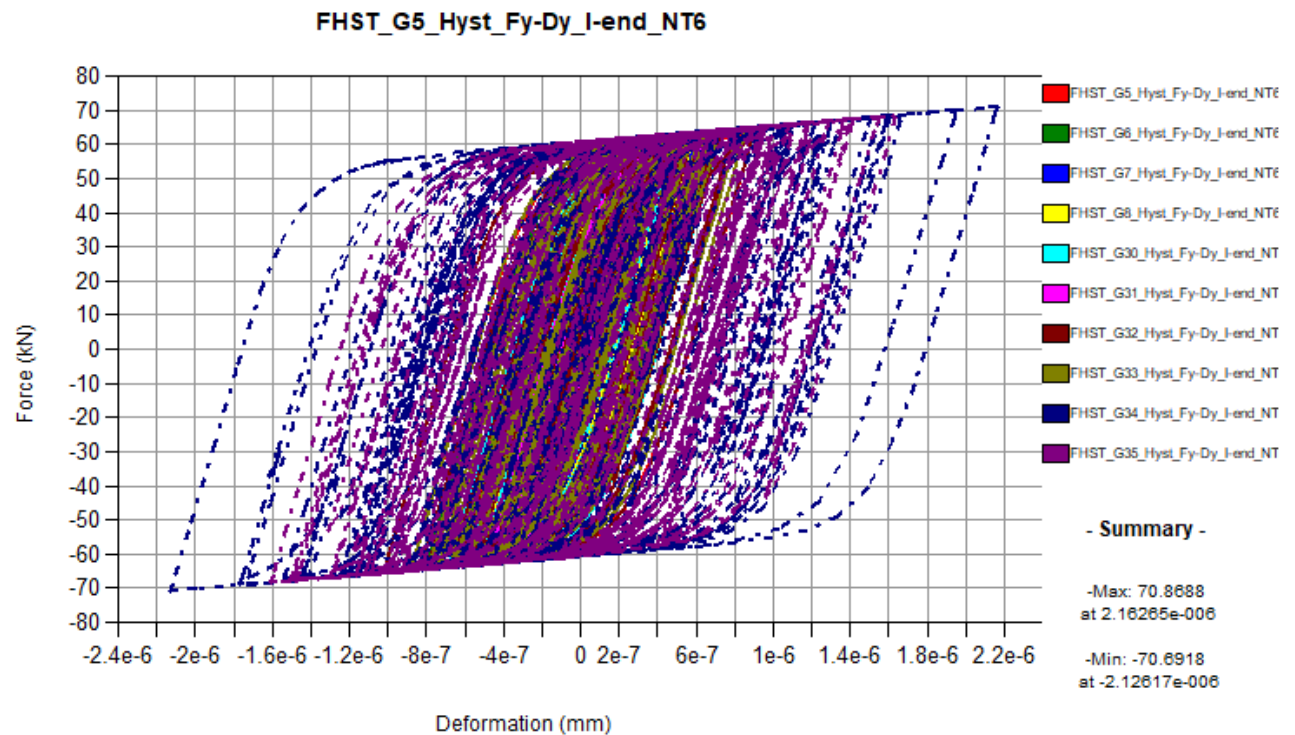


Nei seguenti grafici sono riportati i diagrammi forza-deformazione delle chiavi di taglio sopra descritte.

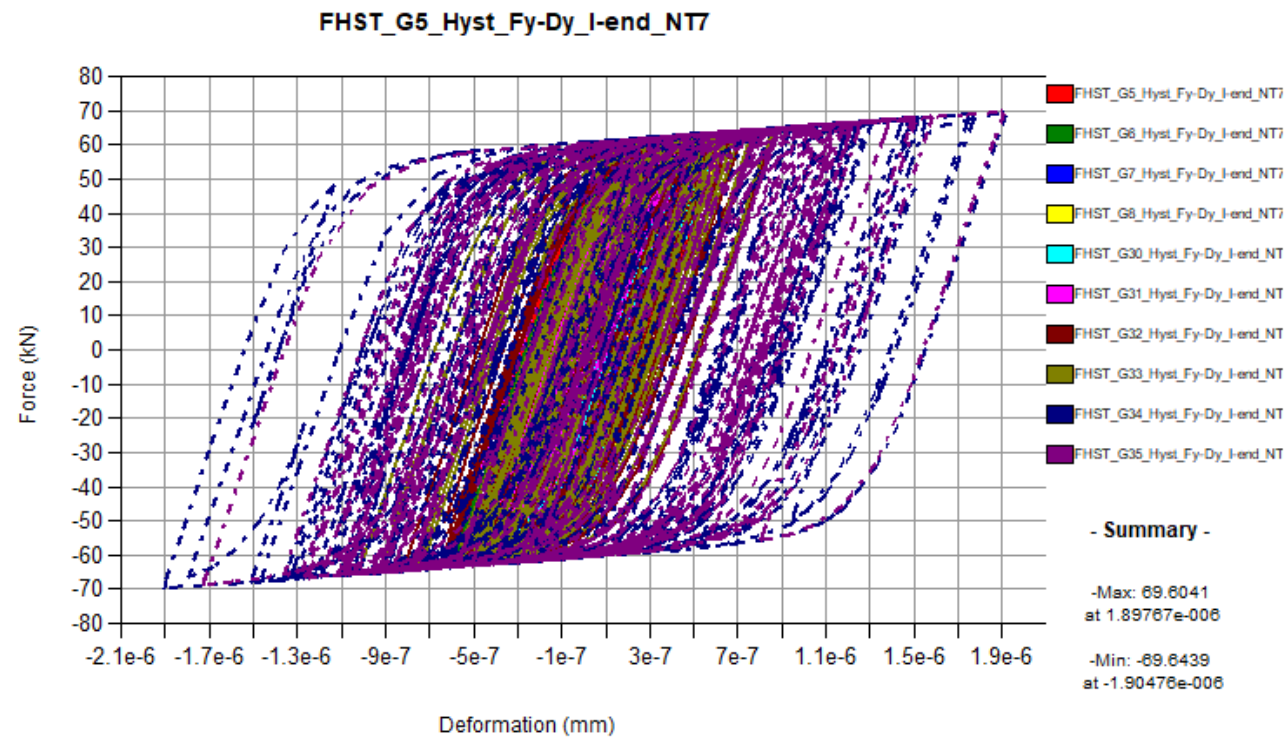
SLV1 Y



SLV2 Y

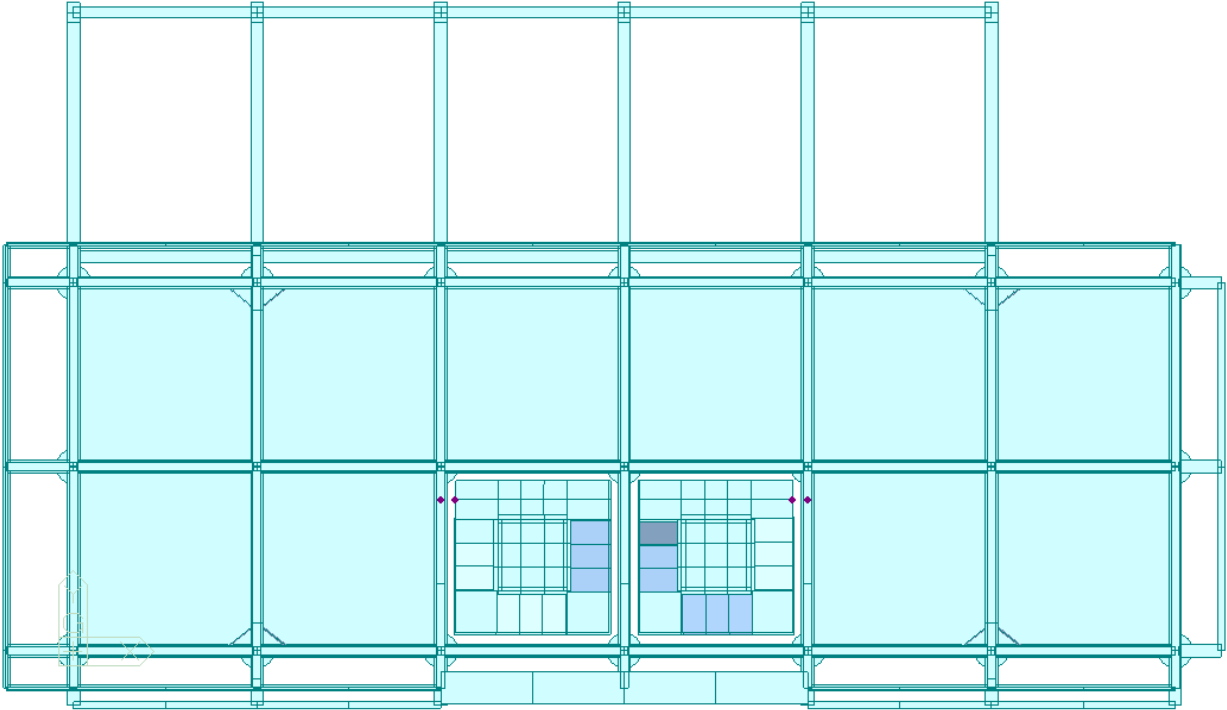


SLV3 Y

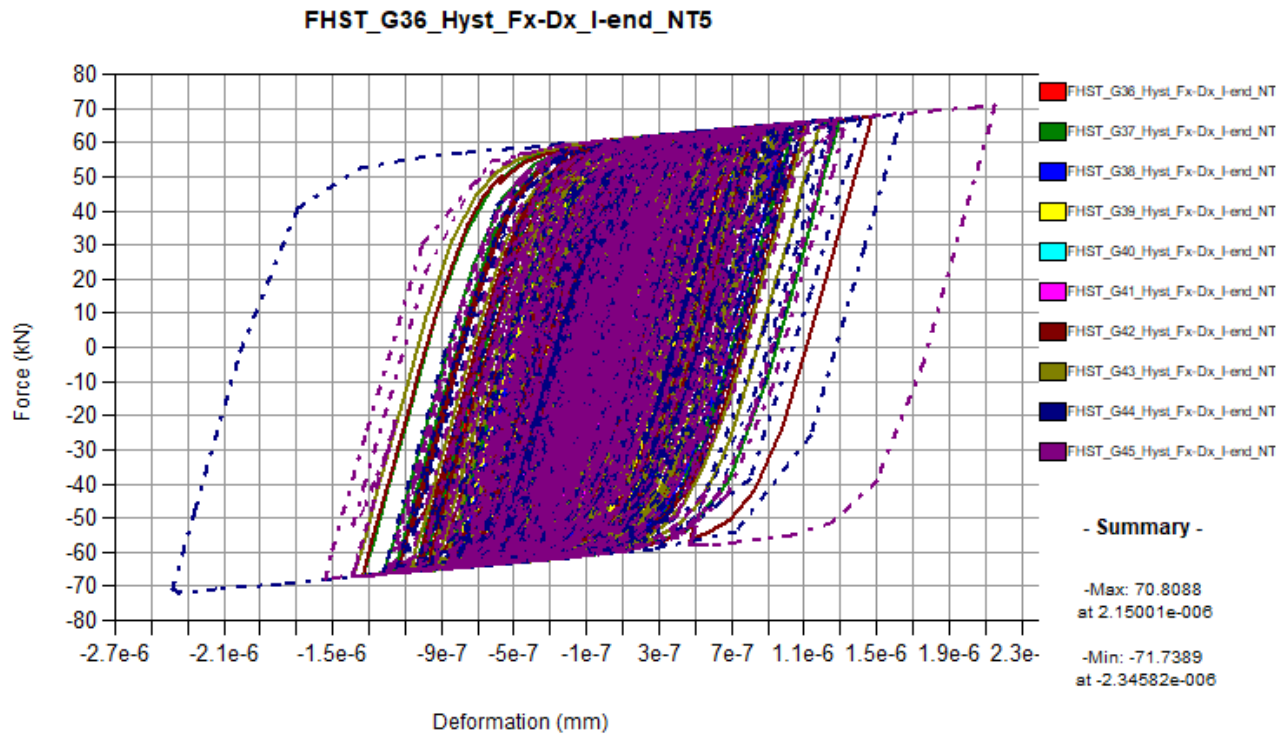


8.2.8.2      **CHIAVI DI TAGLIO XY**

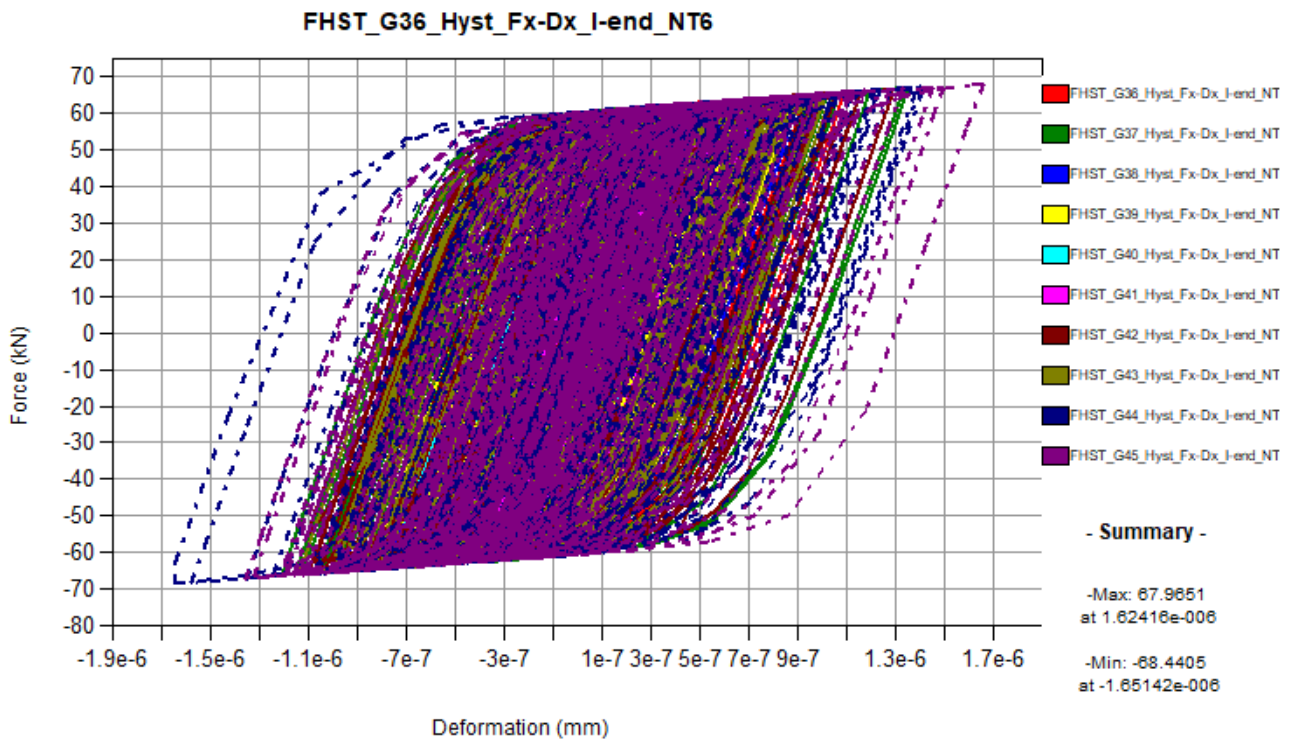
1/1



SLV1 X

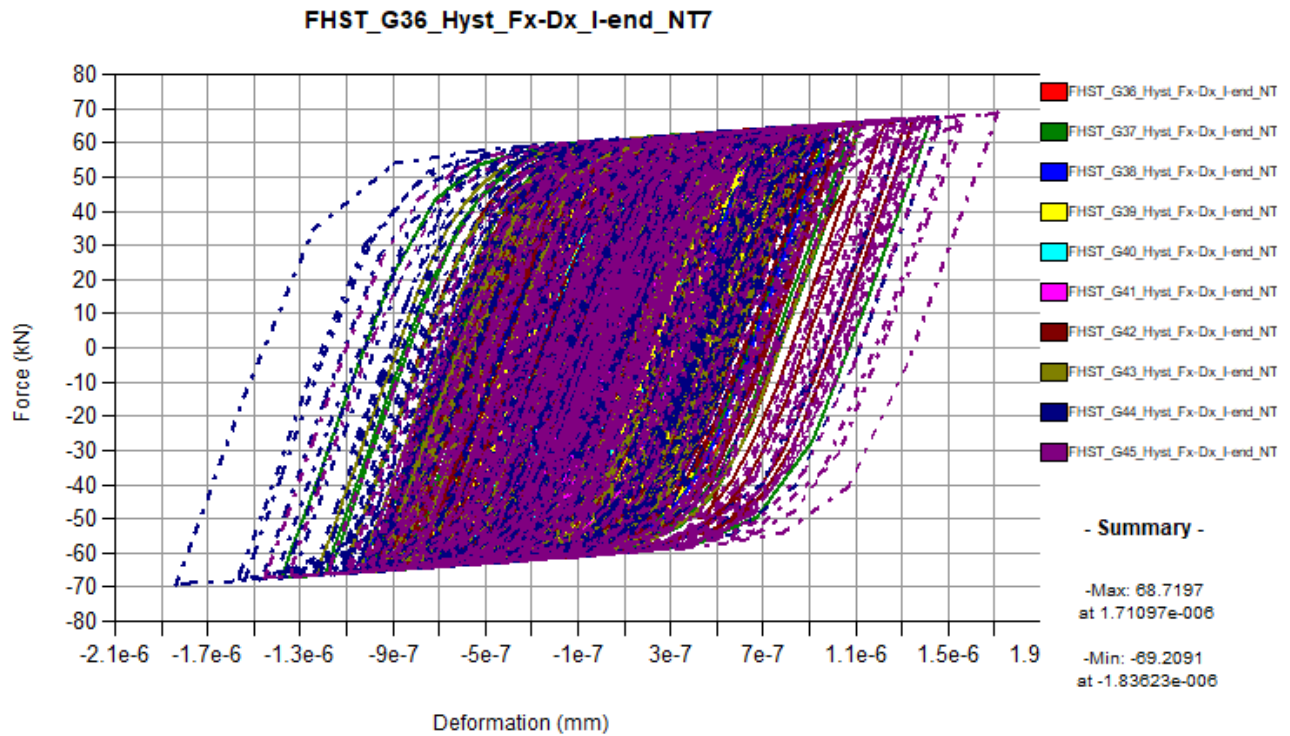


SLV2 X

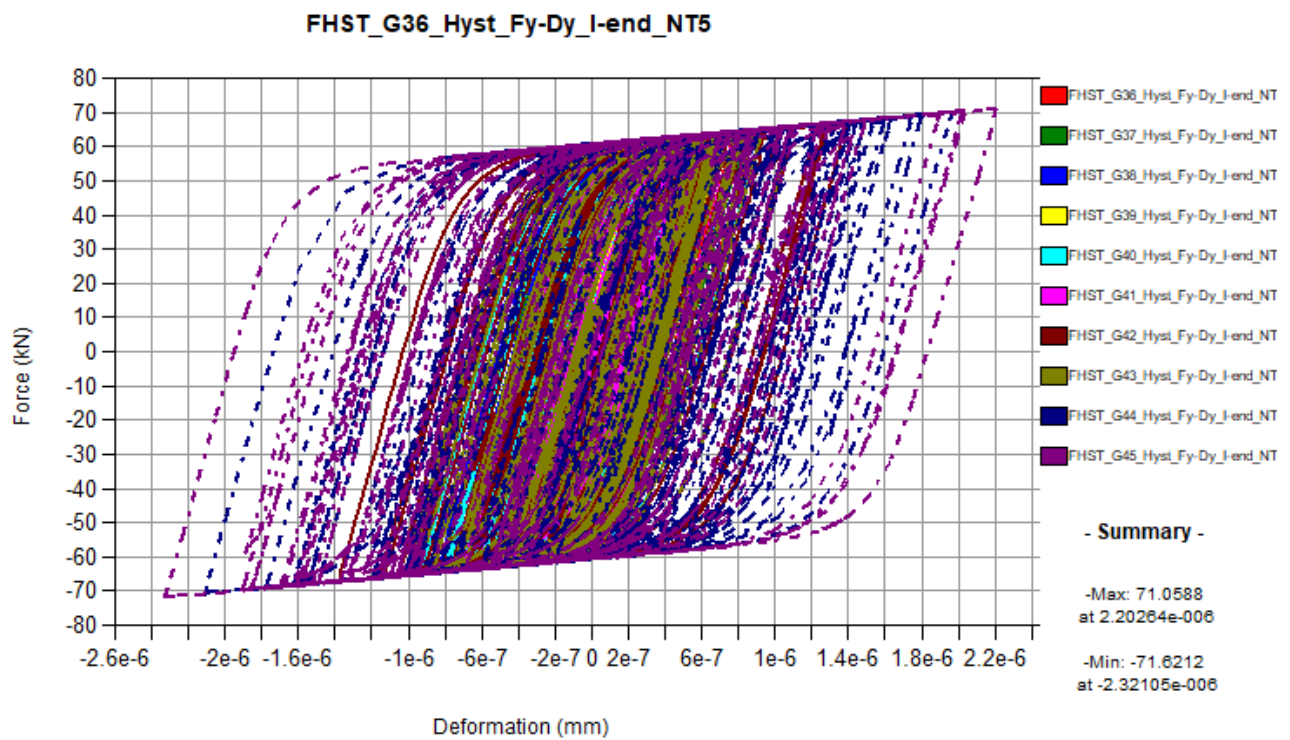




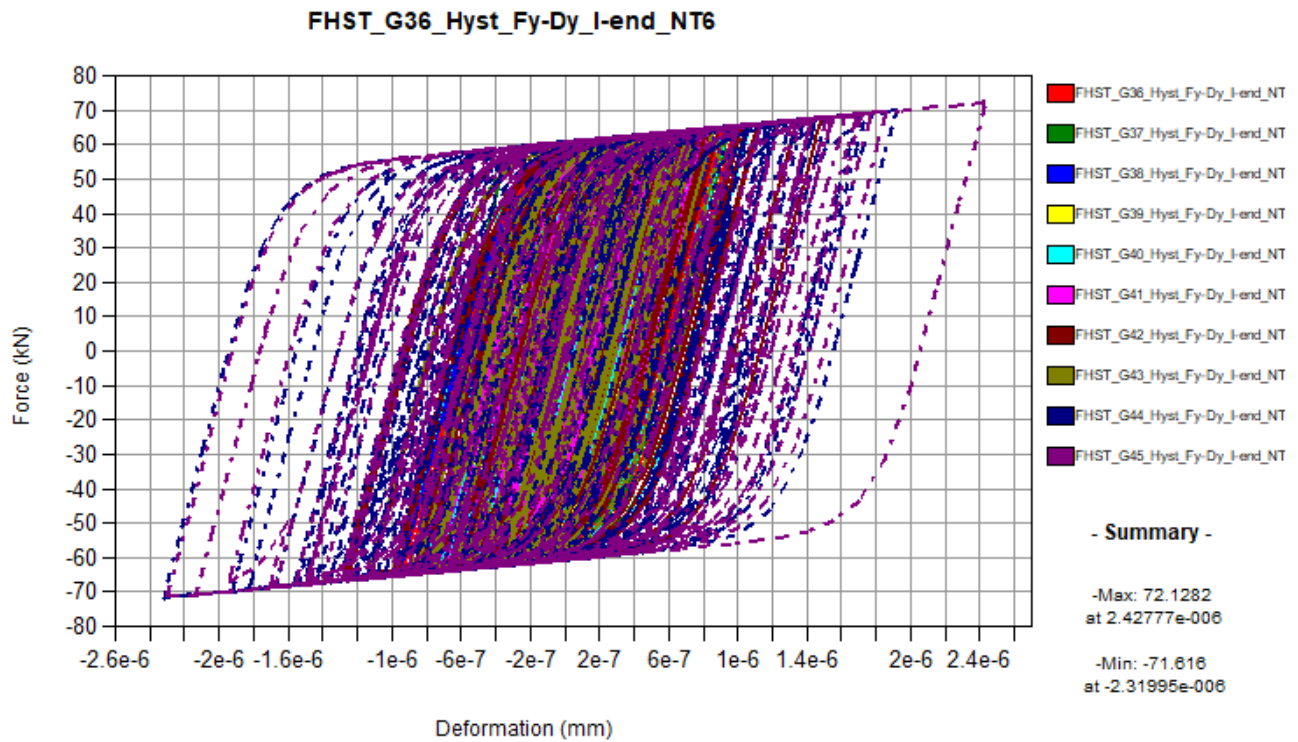
SLV3 X



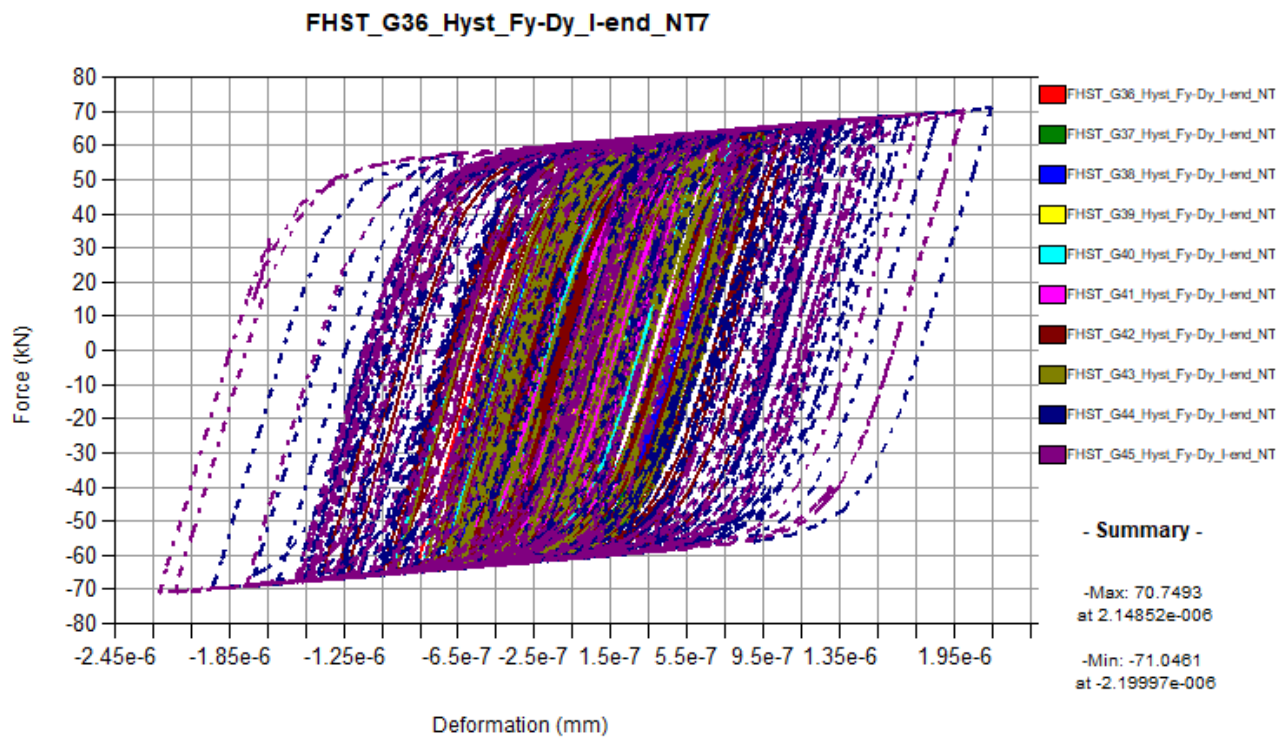
SLV1Y

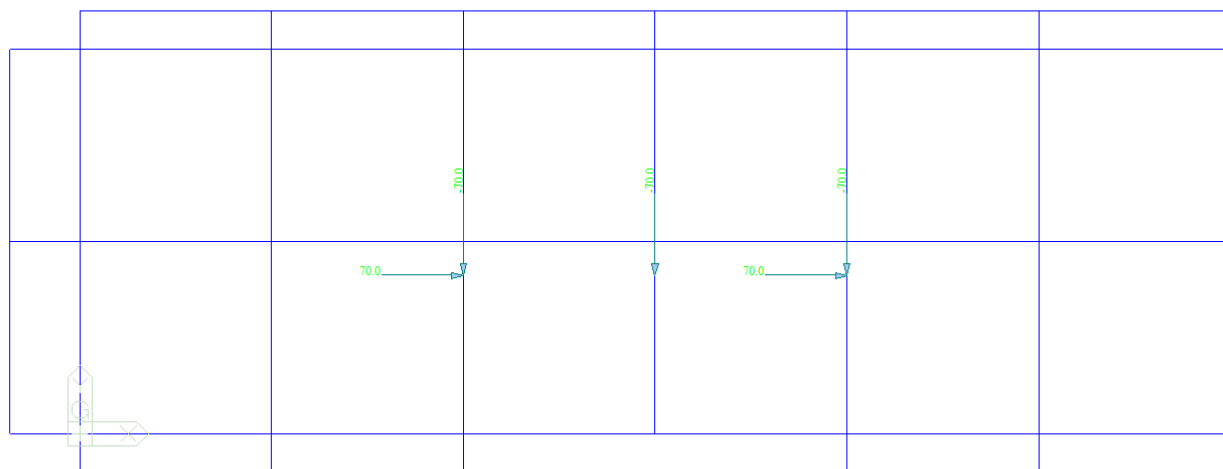


SLV2 Y

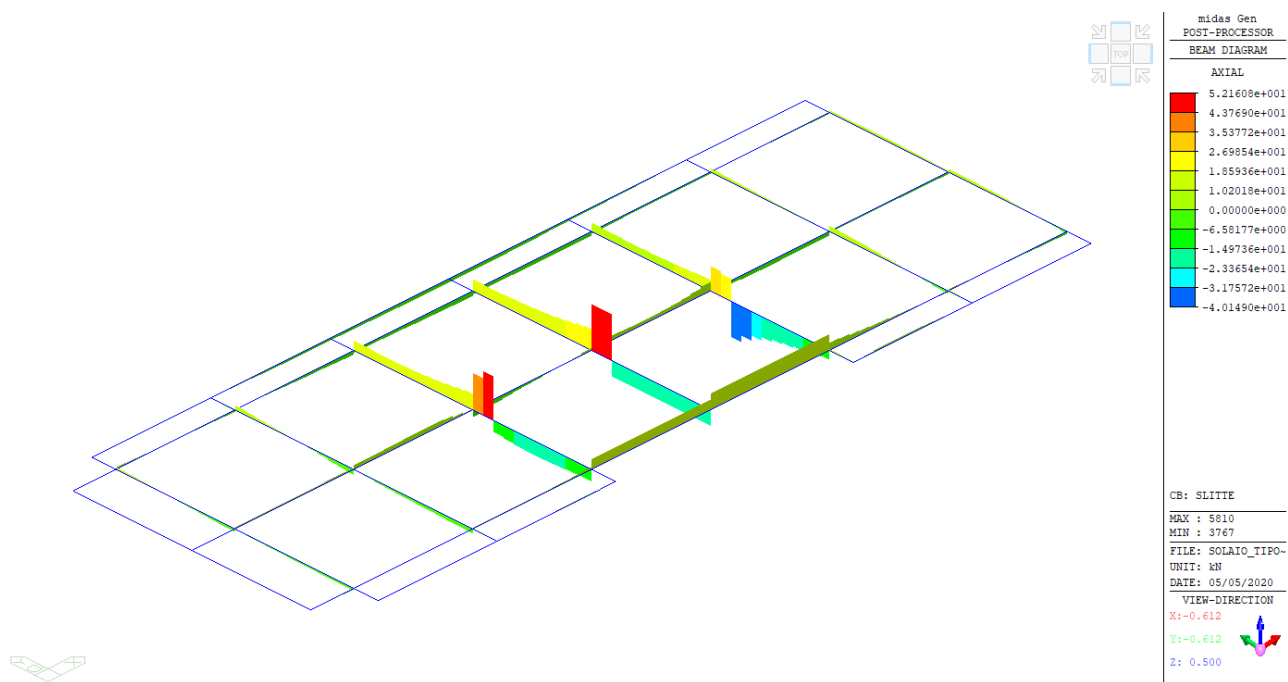


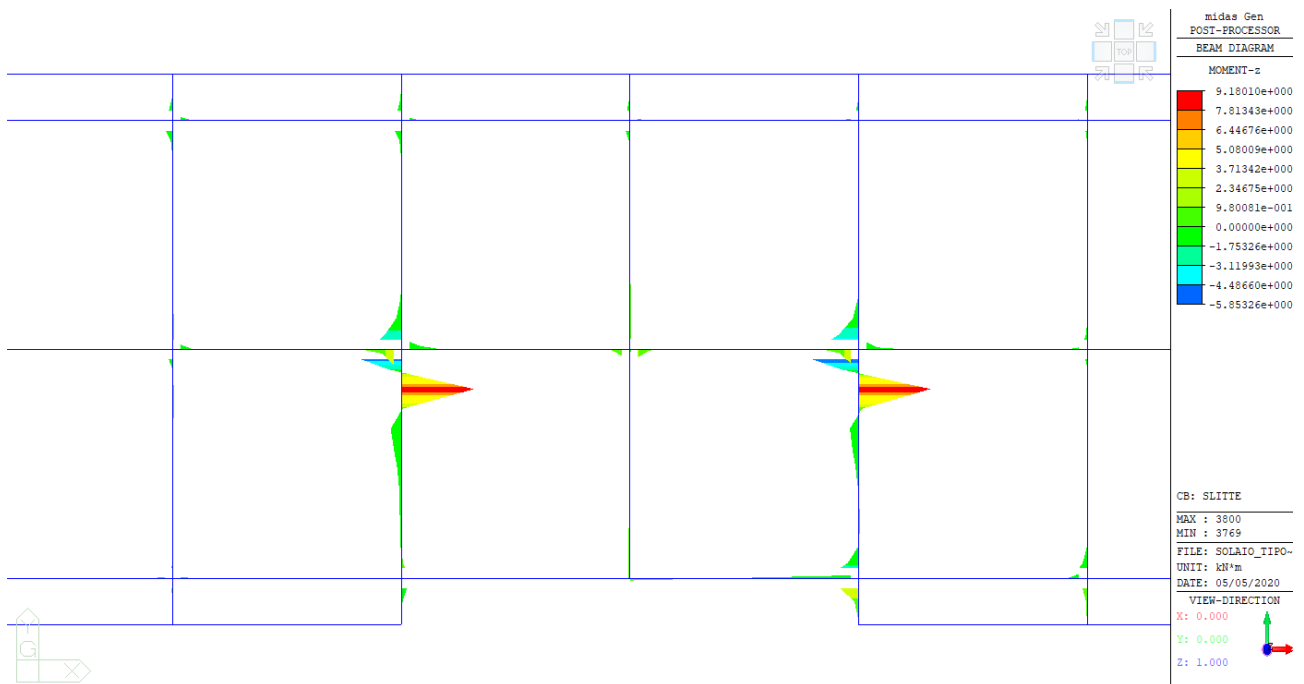
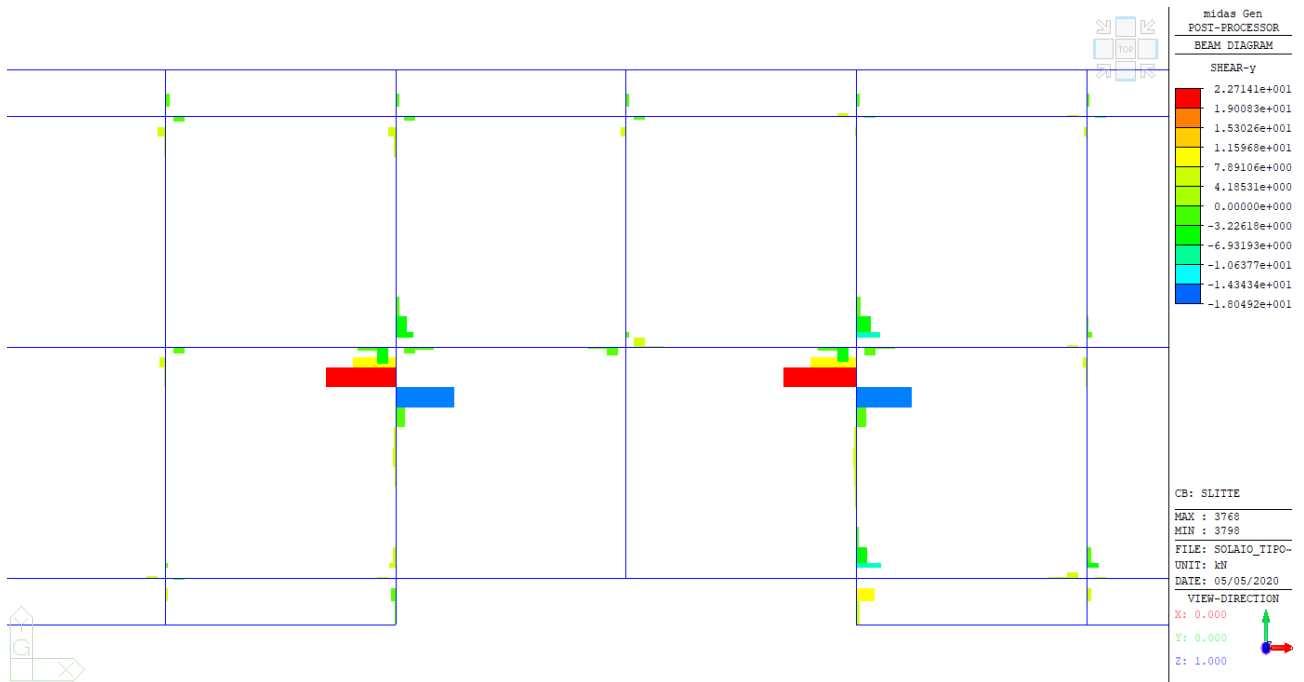
SLV3 Y

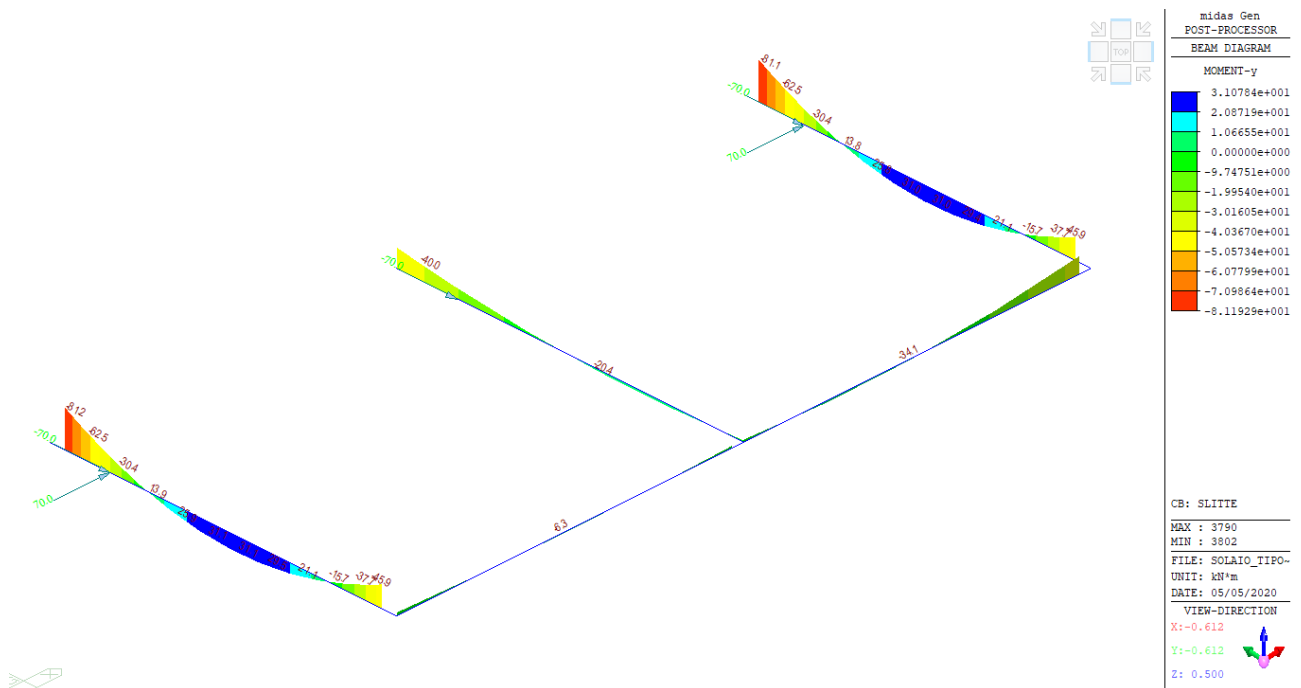




Considerando le massime azioni agenti nello stesso istante, si sono verificate le travi del solaio esistente su cui sono connesse le chiavi di taglio.







Di seguito la verifica a tenso flessione deviata della trave 40x55.

**Titolo :** T\_40x55\_3-4-5\_C

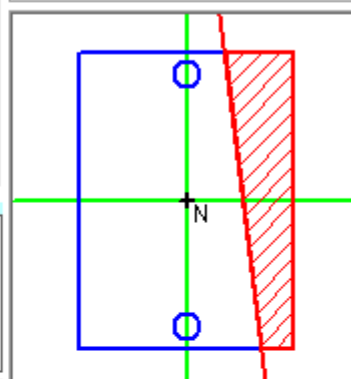
**N° figure elementari** 1 Zoom

**N° strati barre** 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1769	40
2	1769	510

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.



**Sollecitazioni**

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

**N** Ed -52.2 154.7 kN  
**M** xEd 9.2 0 kNm  
**M** yEd 31 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☐ Retta ☒ Deviata

**N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio Mx-My**

**angolo asse neutro  $\theta^\circ$**  97

☐ Precompresso

**Materiali**

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5

$E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?

$\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5

$\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333

$\tau_{c1}$  1.686

**M** xRd 37.66 kN m

**M** yRd 137.6 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²

$\sigma_s$  258 N/mm²

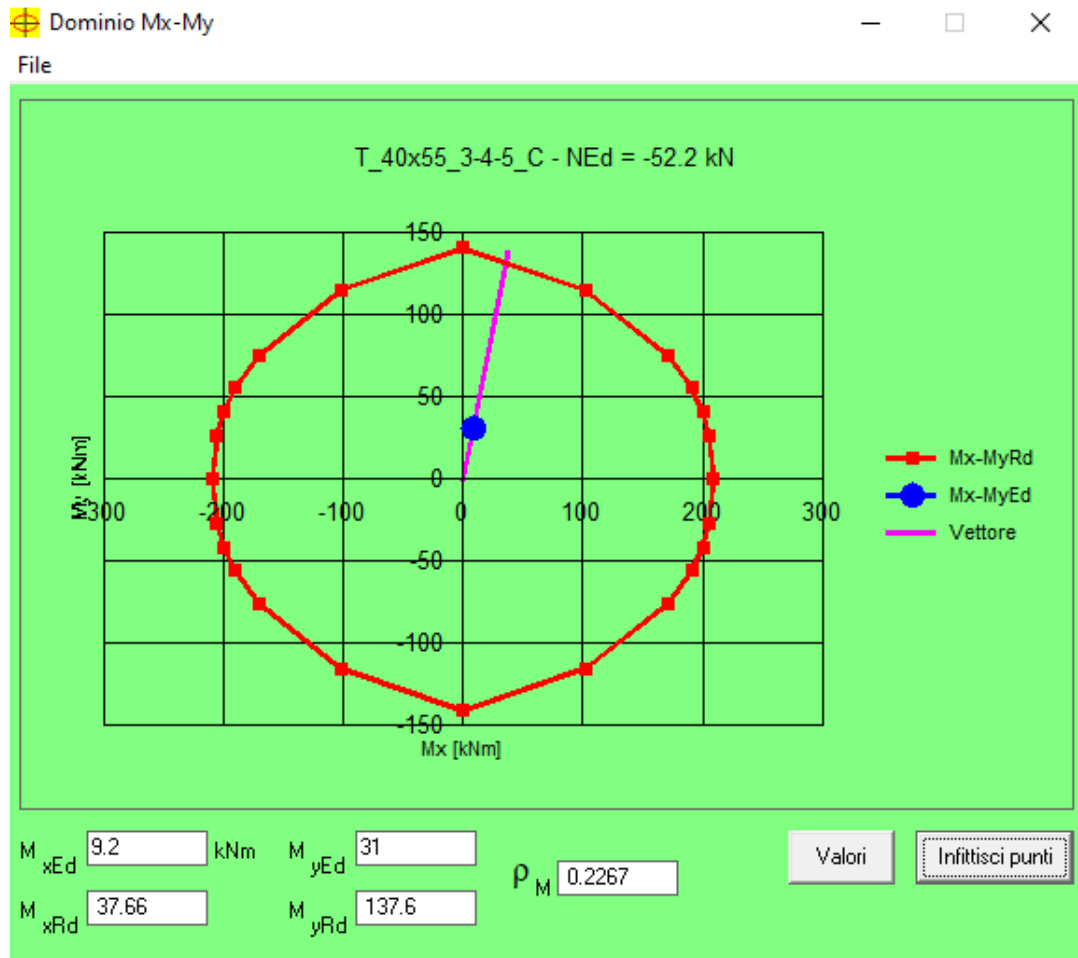
$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  3.629 ‰

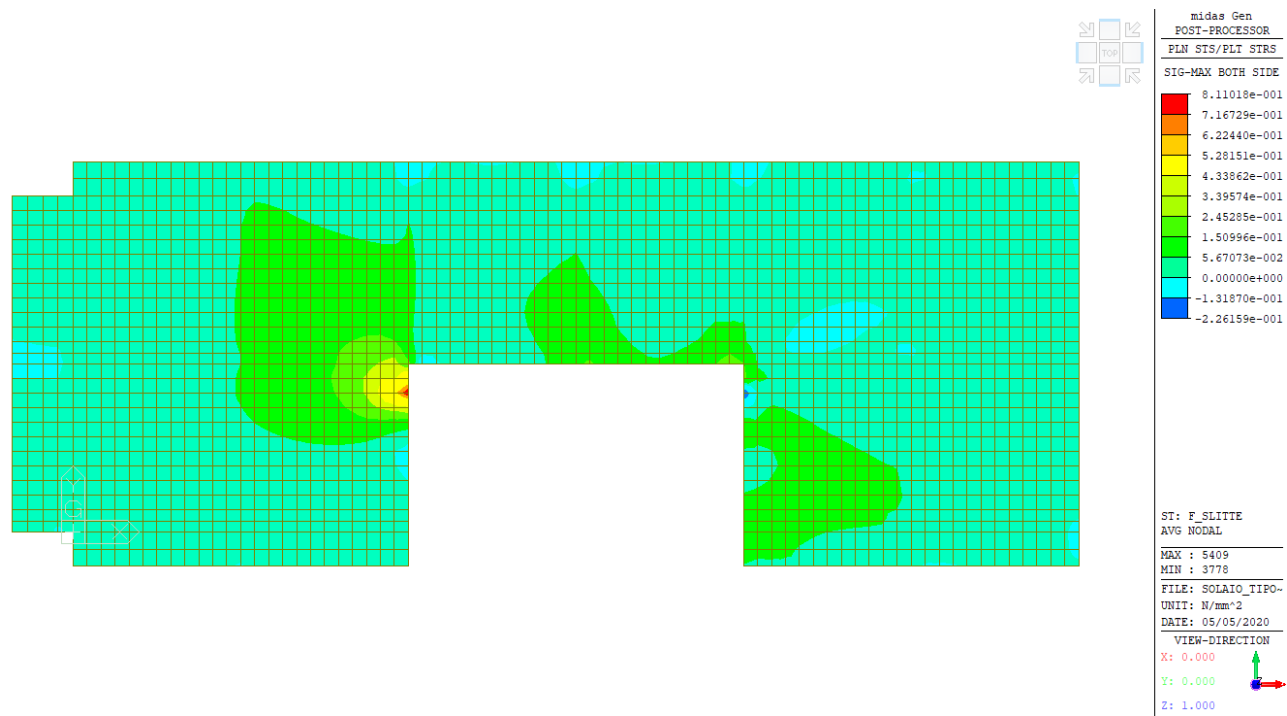
d 260.7 mm

x 128 x/d 0.491

$\delta$  1



Si è anche verificato che il solaio non superi la tensione principale di trazione nei punti di connessione tramite le chiavi di taglio.





### 8.2.9 VERIFICA DELLE TRAVI DEL TETTO GIARDINO

La tabella seguente riassume le verifiche di resistenza allo SLU delle travi metalliche del tetto giardino. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2019

\*\*\*\*\*

\*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

\*\*\*\*\*

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)		
1	1	G1K( 1.300) +	G2K( 1.300) +	LIVE( 1.500)
2	1	G1K( 1.300) +	G2K( 1.300) +	LIVE2( 1.500)
3	1	G1K( 1.300) +	G2K( 1.300) +	LIVE3( 1.500)
4	2	G1K( 1.000) +	G2K( 1.000) +	LIVE( 1.000)
5	2	G1K( 1.000) +	G2K( 1.000) +	LIVE2( 1.000)
6	2	G1K( 1.000) +	G2K( 1.000) +	LIVE3( 1.000)

\*\*\*\*\*

\*

\*\*\*\*\*

midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ]

Gen 2019

\*\*\*\*\*

\*.PROJECT :

\*.UNIT SYSTEM : kN, m

\*\*\*\*\*

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

\*\*\*\*\*

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
*****																
	704	2	HEA260			0.50167	0.50167	1.00	-12.236	-181.39	-181.39	0.44191	2.15468	-178.68	-	0.00018
OK	0.76	0.41	S275	275000	1	0.00000	0.50167	1.00	2273.33	0.00000	240.952	111.483	1057.34	434.542	-	0.00201
*****																
	6058	3	IPE220			36.9000	36.9000	1.00	-0.5292	29.2545	29.2545	0.00000	0.01353	20.0546	-	-0.0128
OK*	0.46	0.08	S275	275000	2	0.00000	0.48333	1.00	874.762	0.00000	74.9048	15.0371	325.188	240.588	-	0.14760
*****																
	5854	4	UPN200			36.9000	36.9000	1.00	-0.2156	0.04600	0.04600	-0.0004	0.00684	5.39174	-	-0.0050
OK*	0.30	0.02	S275	275000	3	0.00000	0.52500	1.00	843.333	0.00000	59.7143	15.2021	259.402	260.839	-	0.14760

## 8.2.10 VERIFICA DELLA SOLETTA DEL TETTO GIARDINO

Verifica solaio lamiera grecata							
<u>Analisi dei carichi</u>							
	Peso proprio lamiera		0.08 kN/m <sup>2</sup>				
	Peso proprio getto		2.06 kN/m <sup>2</sup>				
PERMANENTI STRUTTURALI	<b>g<sub>1k</sub></b>		2.14 kN/m <sup>2</sup>				
	Travi IPE220		0.090345 kN/m <sup>2</sup>				
	Peso proprio lamiera		0.08 kN/m <sup>2</sup>				
	Peso proprio getto		2.06 kN/m <sup>2</sup>				
	Guaina		0.10 kN/m <sup>2</sup>				
PERMANENTI NON STRUTTURALI	<b>g<sub>2k</sub></b>		2.24 kN/m <sup>2</sup>				
SOVRACCARICO VARIABILE				<b>q<sub>k</sub></b>	5.00 kN/m <sup>2</sup>		
<u>Caratteristiche solaio lamiera grecata</u>							
Tipo di lamiera	55/600	spessore	0.6 mm				
Altezza lamiera		h <sub>a</sub> =	55 mm				
larghezza superiore greca		B <sub>a,sup</sub> =	58 mm				
larghezza inferiore greca		B <sub>a,inf</sub> =	60 mm				
Interasse delle greche		i <sub>a</sub> =	150 mm				
Tensione caratteristica lamiera		f <sub>yk</sub> =	320 Mpa				
Classe calcestruzzo			C 25/30				
Resistenza caratteristica conglomerato		f <sub>ck</sub> =	25 Mpa				
Resistenza di calcolo conglomerato		f <sub>cd</sub> =	14.17 Mpa				
Spessore caldana		h <sub>c</sub> =	55 mm				
<b>FASE DI GETTO</b>							
<u>Caratteristiche lorde sezione resistente</u>							
Elemento	B <sub>sup</sub>	B <sub>inf</sub>	Y <sub>sup</sub>	Y <sub>inf</sub>	A	S	J <sub>x</sub>
Piatt. Sup	58.0	58.0	55.0	54.4	35	1904	104126
Anima est.	93.2	60.0	54.4	0.6	4121	121338	4551022
Anima int.	92.0	58.8	54.4	0.6	-4057	-119562	-4486627
Piatt. Inf.	60.0	60.0	0.6	0.0	36	11	4
					135.36	3689.76	168525.7
Posizione del baricentro rispetto il bordo inferiore					Y <sub>g</sub> =	27.26 mm	
Area della sezione					A <sub>s</sub> =	135.36 mm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia baricentrico rispetto asse orizzontale					J <sub>xG</sub> =	67947 mm <sup>4</sup> /m	
Area a taglio					A <sub>s</sub> =	64.56 mm <sup>2</sup>	
Le caratteristiche lorde per la larghezza unitaria sono pertanto							
Area della sezione					A <sub>s</sub> =	902.4 mm <sup>2</sup> /m	
Momento di inerzia baricentrico rispetto asse orizzontale					J <sub>xG</sub> =	452980.1 mm <sup>4</sup> /m	
Area a taglio					A <sub>s</sub> =	430.4 mm <sup>4</sup> /m	

<u>Caratteristiche efficaci</u>							
Piattabanda inferiore compressa							
Rapporto tra le tensioni agli estremi della piattabanda					$\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1.00$		
					$k_\sigma =$	4.00	
Tensione critica Euleriana					$\sigma_E = \pi^2 E t^2 / (12(1-\nu^2)h_w^2) =$		
					20.31 Mpa		
Tensione critica					$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_E =$		
					81.25 MPa		
Snellezza					$\lambda_p = V(f_{yk}/\sigma_{cr}) =$		
					1.985		
Aliquota efficace di sezione					$\rho =$		
					0.456		
Larghezza efficace piattabanda compressa					$b_{eff} = \rho b =$		
					27.37 mm		
Anima inflessa							
Rapporto tra le tensioni agli estremi della piattabanda					$\psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.00$		
					$k_\sigma =$	23.90	
Lunghezza anima					$h_w = h/\cos\alpha =$		
					57.28 mm		
Tensione critica Euleriana					$\sigma_E = \pi^2 E t^2 / (12(1-\nu^2)h_w^2) =$		
					20.83 Mpa		
Tensione critica					$\sigma_{cr} = k_\sigma \sigma_E =$		
					497.73 MPa		
Snellezza					$\lambda_p = V(f_{yk}/\sigma_{cr}) =$		
					0.802		
Aliquota efficace di sezione compressa					$\rho =$		
					0.955		
Larghezza efficace piattabanda compressa					$b_{eff} = \rho h_w =$		
					54.69 mm		
Elemento	B <sub>sup</sub>	B <sub>inf</sub>	Y <sub>sup</sub>	Y <sub>inf</sub>	A	S	J <sub>x</sub>
Piatt. Sup	58.0	58.0	55.0	54.4	35	1904	104126
Anima est.	93.2	60.0	54.4	0.6	4121	121338	4551022
Anima int.	92.0	58.8	54.4	0.6	-4057	-119562	-4486627
Piatt. Inf.	27.4	27.4	0.6	0.0	16	5	2
					115.78	3683.89	168523.3
Posizione del baricentro rispetto il bordo inferiore					$Y_g =$		
					31.82 mm		
Area della sezione					$A_s =$		
					115.78 mm <sup>2</sup>		
Momento di inerzia baricentrico rispetto asse orizzontale					$J_{xG} =$		
					51311 mm <sup>4</sup> /m		
Area a taglio					$A_s =$		
					64.56 mm <sup>2</sup>		
Le caratteristiche efficaci per la larghezza unitaria sono pertanto							
Area della sezione					$A_s =$		
					771.9 mm <sup>2</sup> /m		
Momento di inerzia baricentrico rispetto asse orizzontale					$J_{xG} =$		
					342072 mm <sup>4</sup> /m		
Area a taglio					$A_s =$		
					430.4 mm <sup>4</sup> /m		
Modulo di resistenza efficace					$W_{eff} =$		
					10751 mm <sup>3</sup> /m		
Momento resistente lamiera grecata					$M_{Rd} =$		
					3.28 kNm/m		
Taglio resistente lamiera grecata					$V_{Rd} =$		
					75.7 kN/m		

Verifica SLU								
Carichi relativi ai mezzi d'opera						1.00	kN/m <sup>2</sup>	
Azioni di calcolo allo SLU					p =	4.29	kN/m	
Luce di calcolo					L =	2.00	m	
Momento di calcolo		M <sub>Sd</sub> =	2.14	kNm/m	<	M <sub>Rd</sub> =	3.28	kNm/m
Taglio di calcolo		V <sub>Sd</sub> =	4.29	kN/m	<	V <sub>Rd</sub> =	75.7	kN/m
Verifica SLE								
Azioni di calcolo allo SLE					p =	3.14	kN/m	
Abbassamento massimo di calcolo		d <sub>e</sub> =	6.8823	mm		pari a L/	291	
<b>FASE DI ESERCIZIO</b>								
Resistenz a compressione della caldana in conglomerato		R <sub>c</sub> = B h <sub>c</sub> 0.8 f <sub>cd</sub> =	623.3	kN/m				
Resistenz a trazione lamiera grecata		R <sub>a</sub> = A <sub>s</sub> f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> =	275.0	kN/m				
Essendo R <sub>a</sub> < R <sub>c</sub> l'asse neutro taglia la soletta è la resistenza a flessione è governata dall'acciaio								
Posizione dell'asse neutro (equilibrio alla traslazione)		x = R <sub>a</sub> /R <sub>c</sub> h <sub>c</sub> =	24.27	mm				
Altezza utile della sezione		d <sub>p</sub> = (h <sub>a</sub> /2 + h <sub>c</sub> ) =	82.5	mm				
Momento resistente di calcolo		M <sub>pl,Rd</sub> = R <sub>a</sub> (d <sub>p</sub> - x/2) =	19.35	kNm/m				
Larghezza complessiva nervature		b <sub>w</sub> =	400	mm/m				
Rapporto geometrico armature		ρ <sub>1</sub> = A <sub>s</sub> /(b <sub>w</sub> d <sub>p</sub> ) =	0.020					
		k = 1+V(200/d <sub>p</sub> ) =	2.00					
Taglio resistente di calcolo		V <sub>Rd</sub> = 0.18 k (100 ρ <sub>1</sub> f <sub>ck</sub> ) <sup>1/3</sup> b <sub>w</sub> d <sub>p</sub> =	43.77	kN/m				
Valore minimo del taglio resistente		V <sub>Rd,min</sub> = 0.035k 3/2f <sub>ck</sub> ) <sup>1/2</sup> b <sub>w</sub> d <sub>p</sub> =	16.33	kN/m				
Taglio resistente di calcolo senza armature trasversali		V <sub>Rd</sub> =	43.77	kNm/m				
Verifica SLU								
Azioni di calcolo allo SLU					p =	13.649	kN/m	
Momento di calcolo		M <sub>Sd</sub> =	6.82	kNm/m	<	M <sub>Rd</sub> =	19.35	kNm/m
Taglio di calcolo		V <sub>Sd</sub> =	13.65	kN/m	<	V <sub>Rd</sub> =	43.8	kN/m
Verifica SLE								
Azioni di calcolo allo SLE					p =	9.39	kN/m	
Posizione asse neutro					x =	35.62	mm	
Momento di inerzia sezione parzializzata					J <sub>x</sub> =	29779626	mm <sup>4</sup>	
Modulo elastico conglomerato					E <sub>c</sub> =	31475.81	Mpa	
Abbassamento massimo di calcolo		d <sub>e</sub> =	2.09	mm		pari a L/	959	

### 8.2.11 VERIFICA DELLE CONNESSIONI A QUOTA 0.00

Alla quota 0.00 esistono due impalcati giuntati, uno appartenente all'edificio ed uno relativo al corpo interrato aggiunto. Si è deciso di solidarizzare in testa i pilastri contigui al fine di evitare fenomeni di martellamento ed anche per ragioni costruttive.

La solidarizzazione avverrà attraverso l'utilizzo di un nastro rinforzo formato da trefolini di acciaio con grammatura da 1200g/mq che avvolgerà per intero il pilastro del corpo aggiunto interrato.

Per un dettaglio si vedano le tavole progettuali.

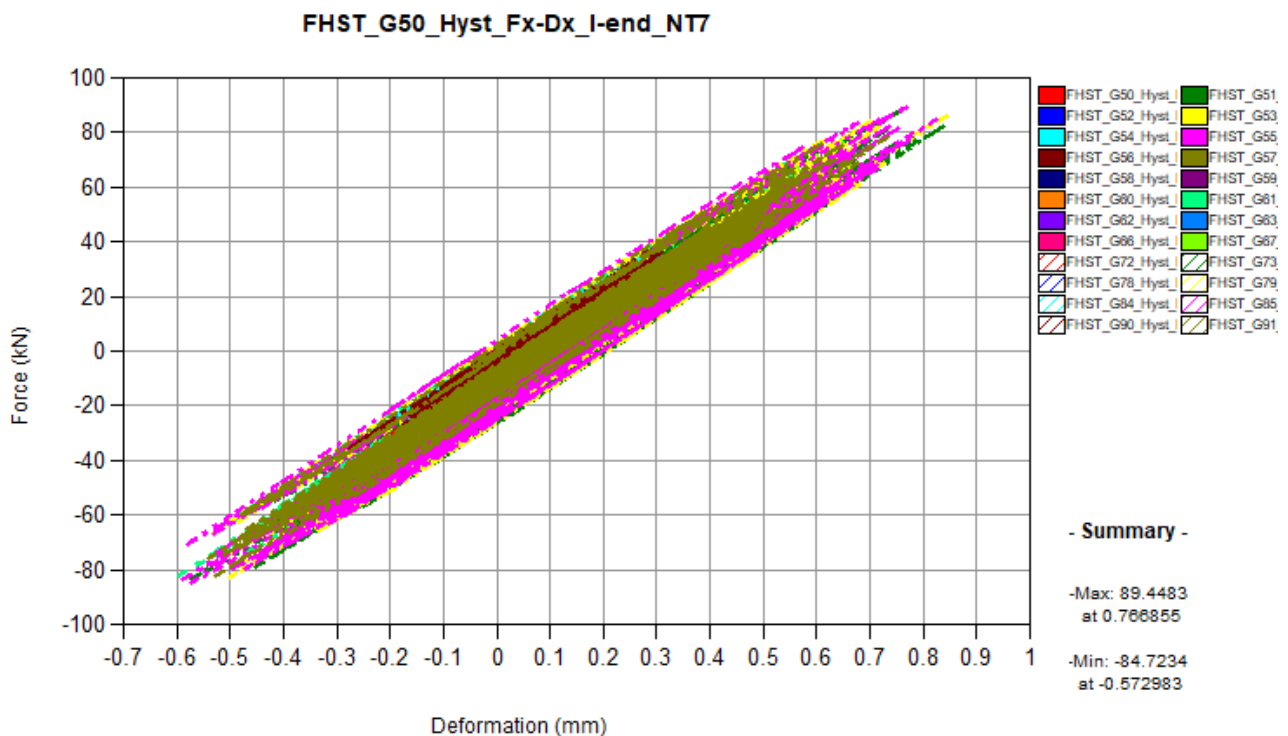
Le fasce da utilizzare per la connessione sono larghe 300 mm, e se ne useranno 4 per coppia di pilastri.

La rigidezza e la resistenza usata per il link nel modello numerico è di seguito calcolata:

$$k = 2 \frac{190 \cdot 10^3 \cdot 300 \cdot 0.169}{150} = 128.44 \text{ kN/mm}$$

$$F_y = 2 \frac{2406}{1.15} \cdot 300 \cdot 0.169 = 212.146 \text{ kN}$$

Di seguito il grafico forza-spostamento di una TH allo SLV dei link utilizzati per modellare le connessioni in testa ai pilastri, come si vede il comportamento è elastico.

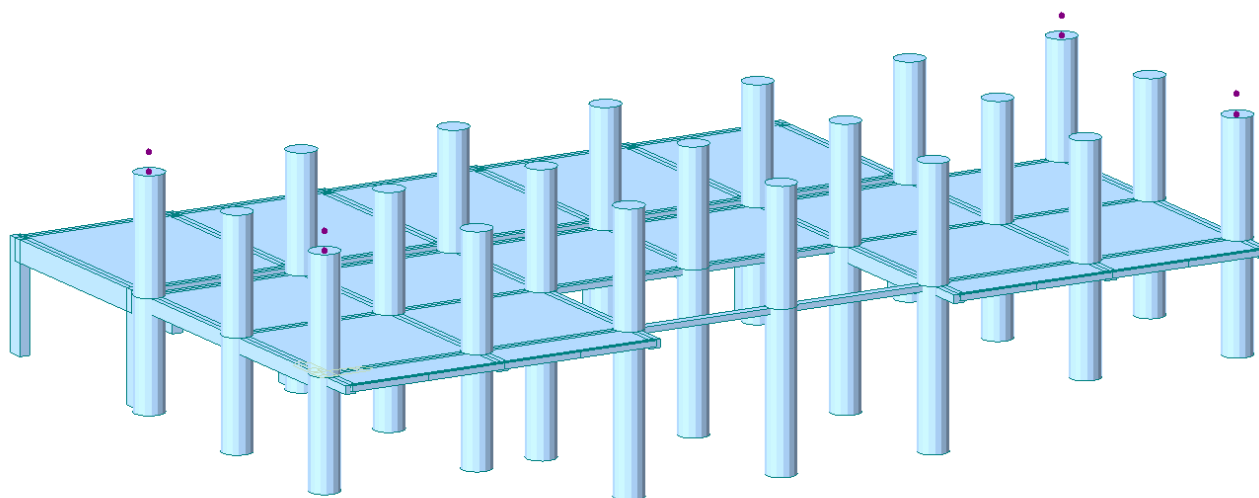


## 8.3 ISOLATORI SISMICI

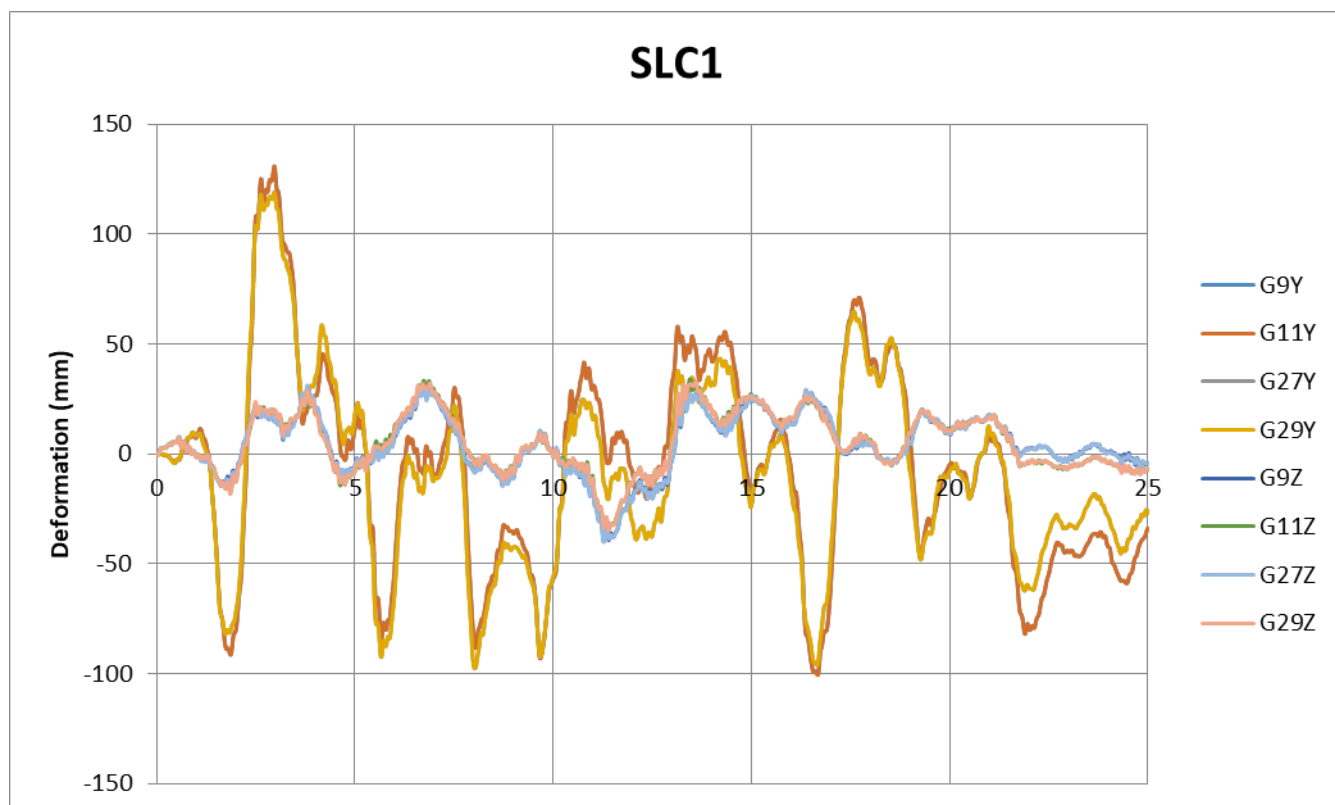
### 8.3.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI COLLASSO

I dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti  $d_2$ , valutati per una azione sismica riferita allo SLD. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare come nella fattispecie, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD.

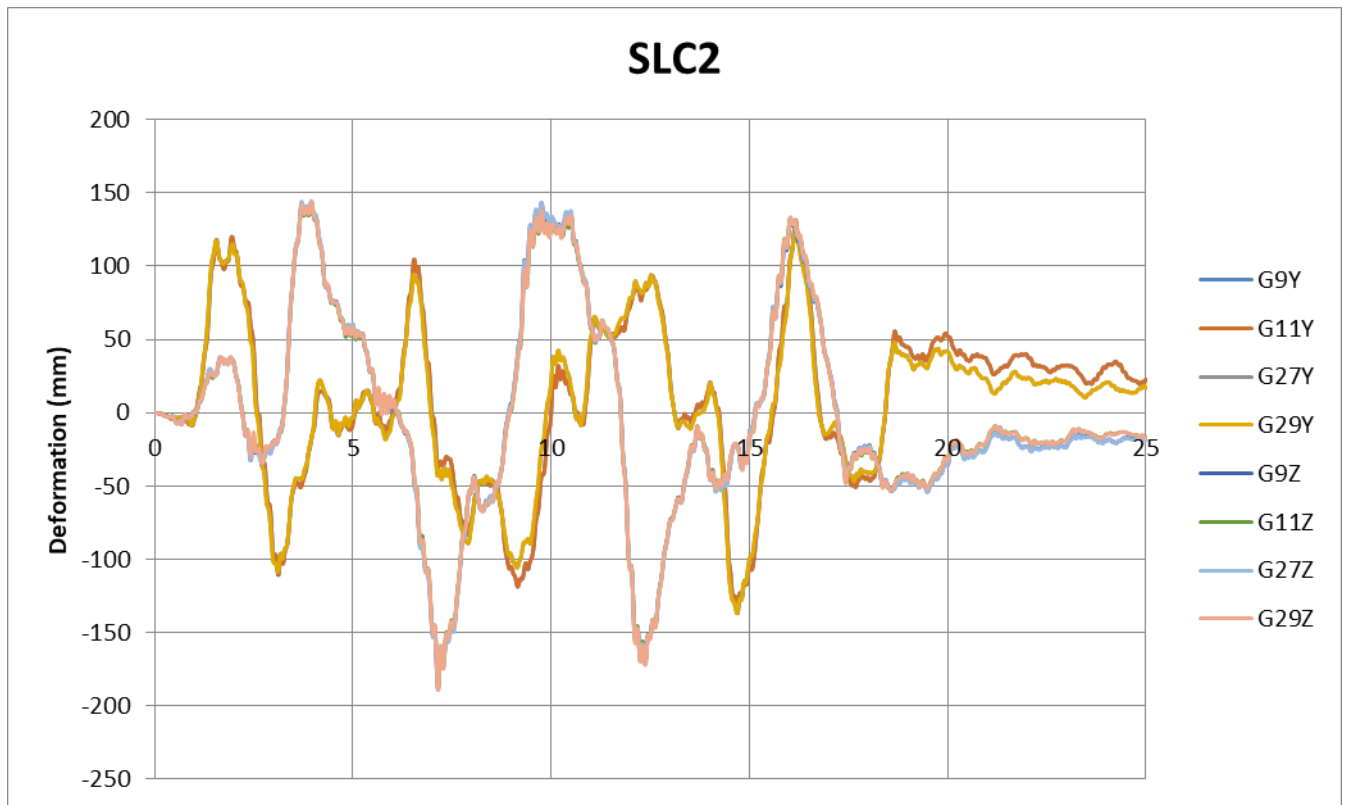
Per tale verifica si sono scelti gli isolatori disposti secondo i quattro vertici dell'impalcato e di seguito illustrati nella figura.



I risultati delle TH allo SLD sono state analizzate ed gli spostamenti orizzontali combinati, di seguito uno schema riassuntivo.

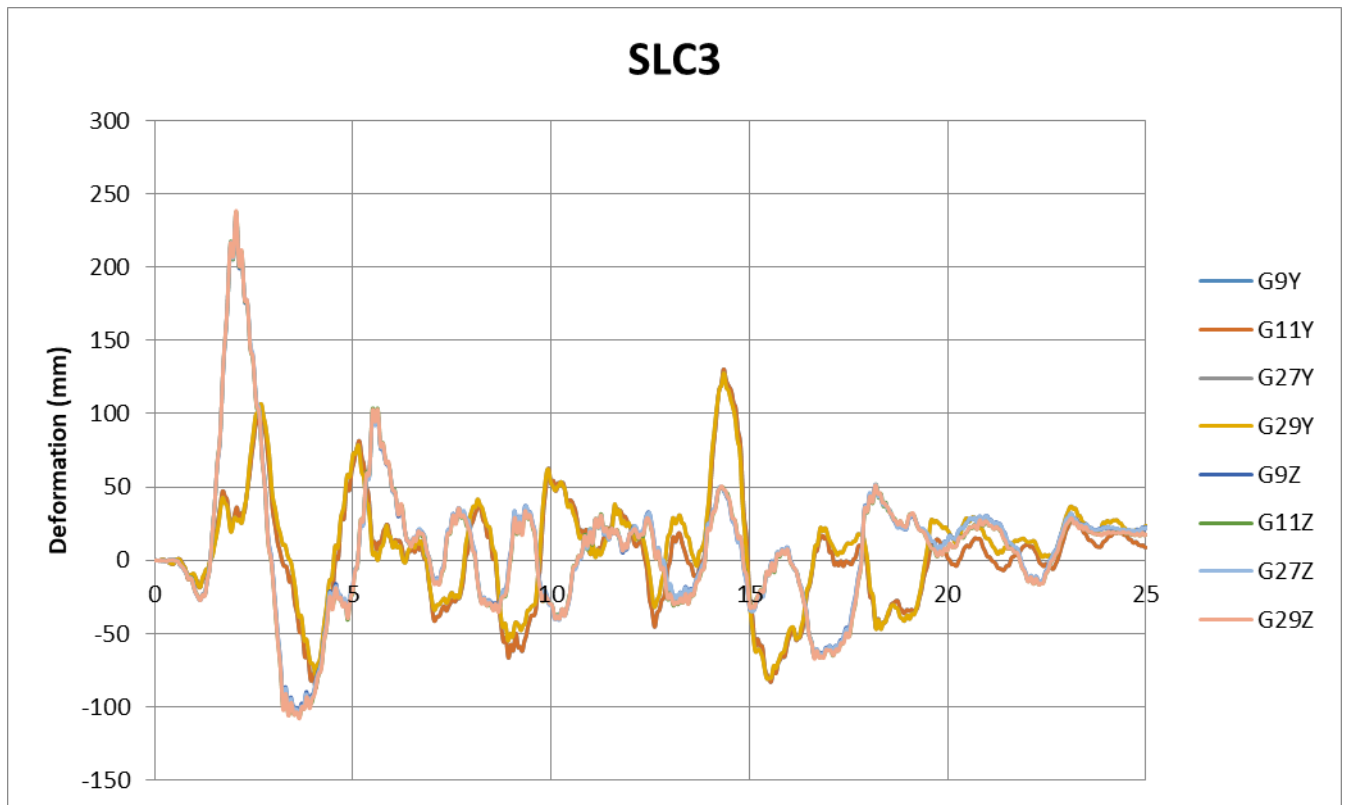


FPS	COMBINATO [mm]
G9	131.77
G11	132.07
G27	120.02
G29	120.56



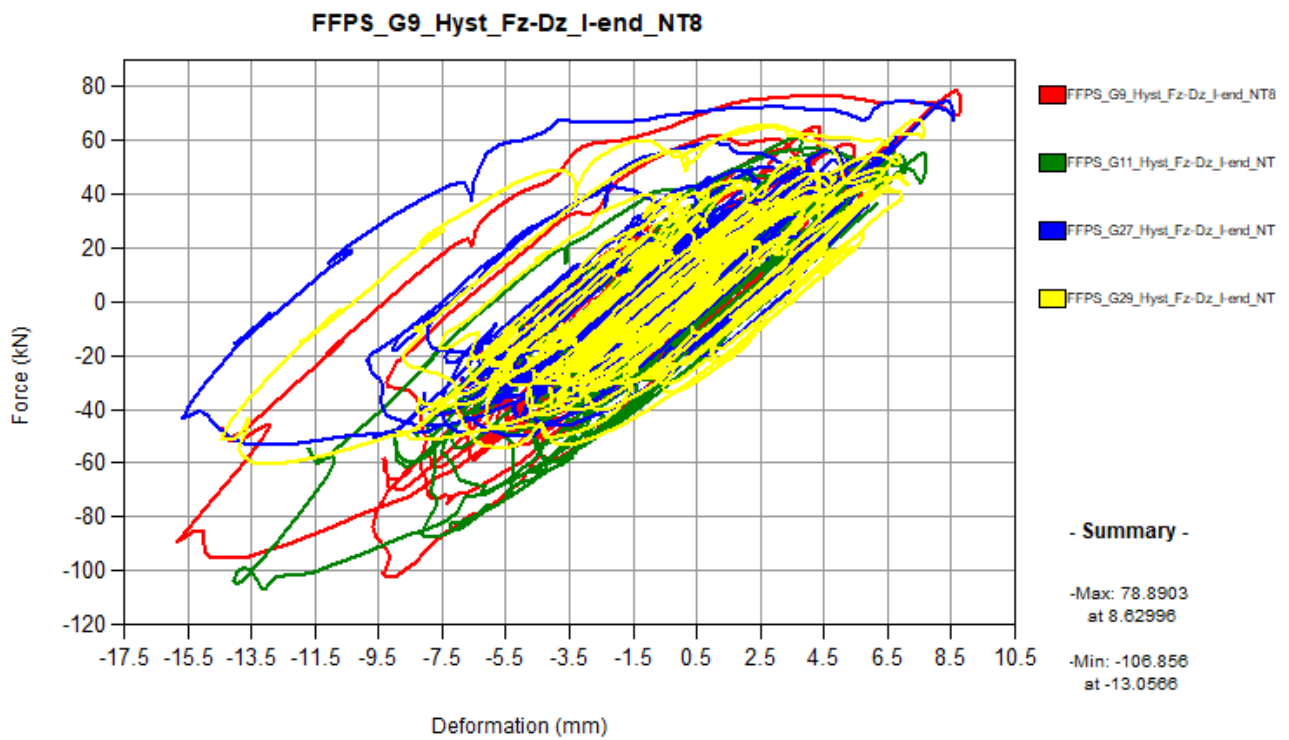
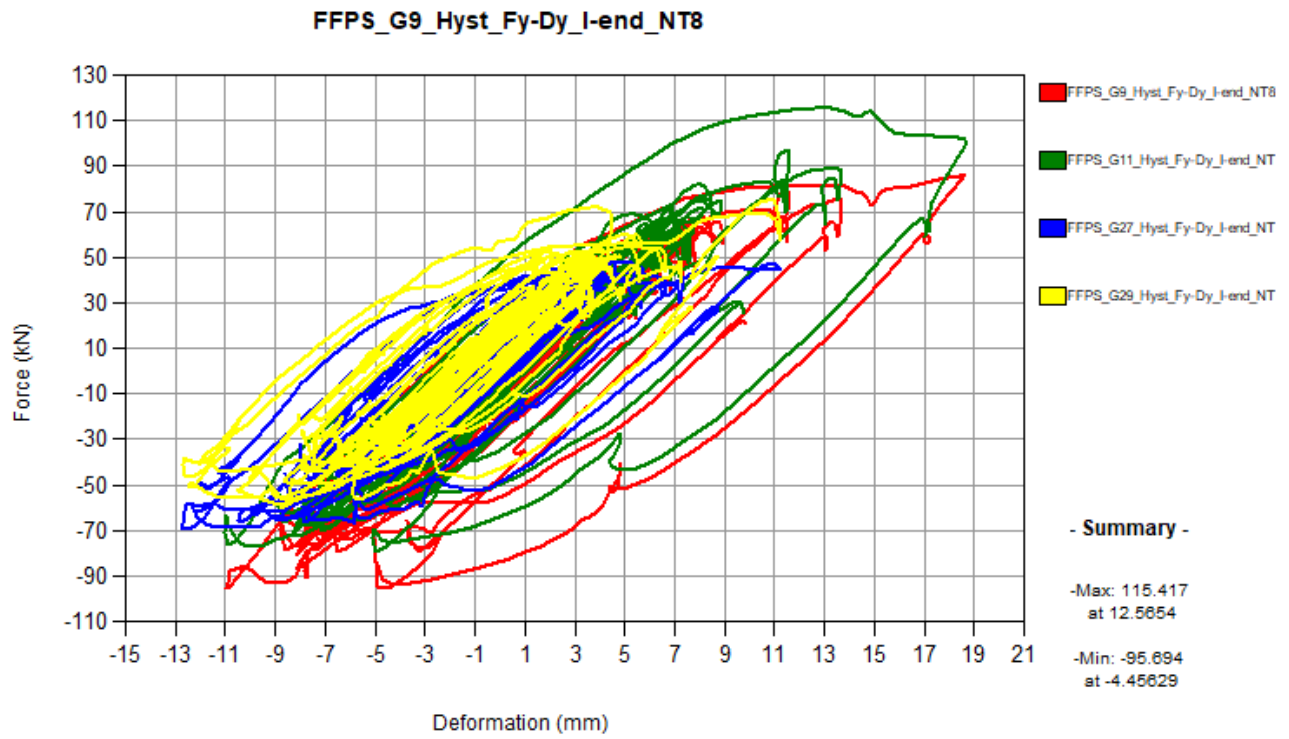
FPS	COMBINATO [mm]
G9	192.25
G11	190.80
G27	193.80
G29	193.63



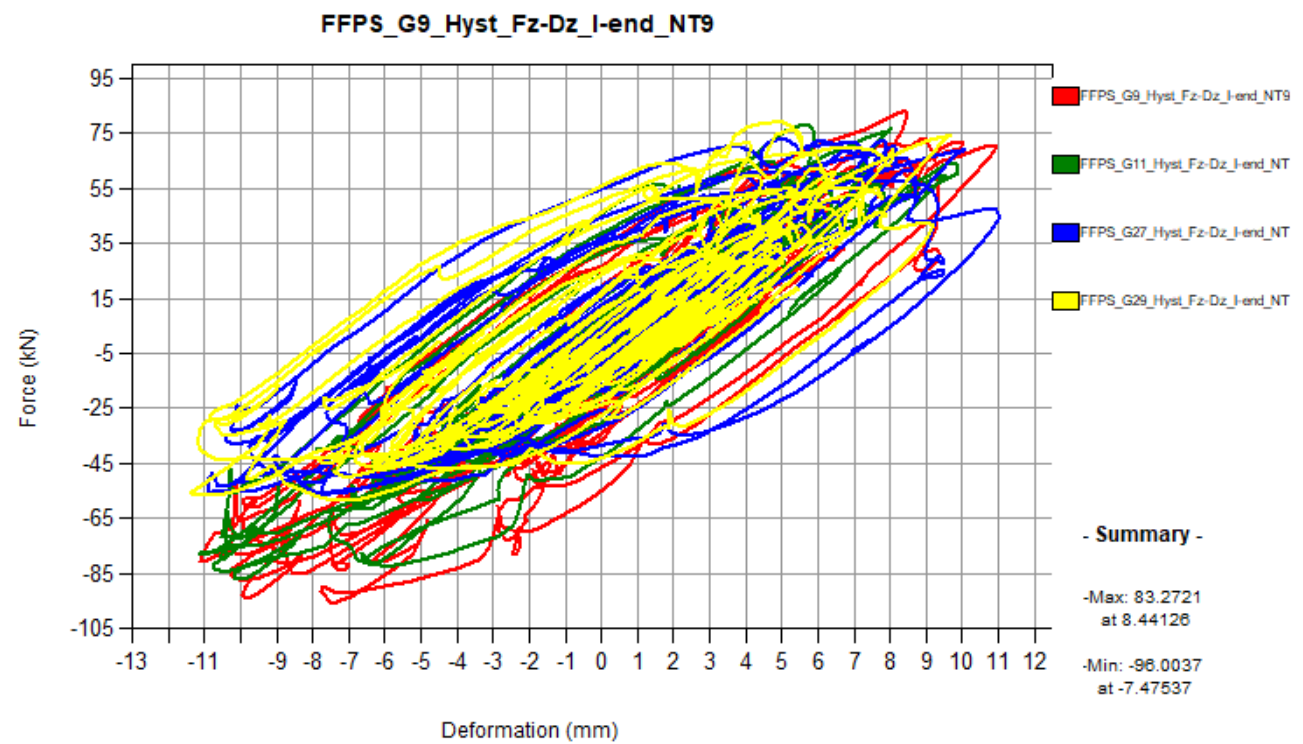
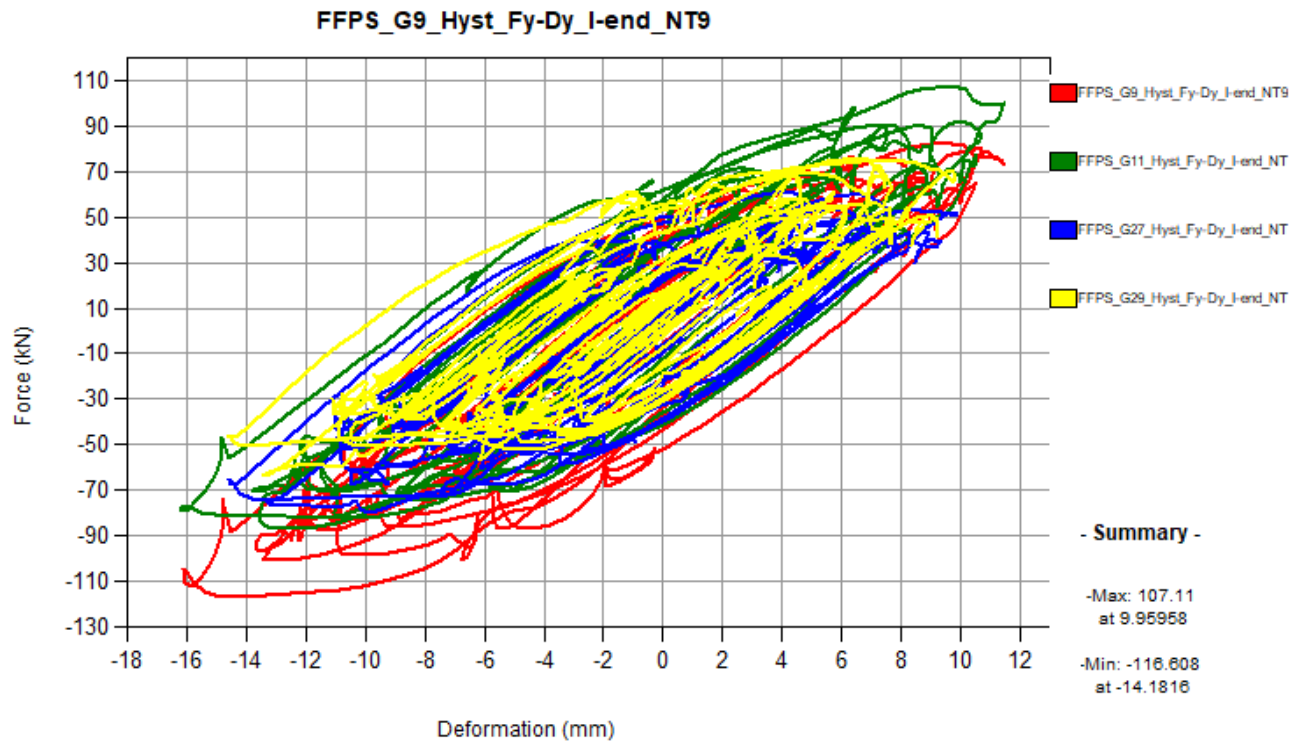


FPS	COMBINATO [mm]
G9	237.14
G11	240.28
G27	237.71
G29	240.04

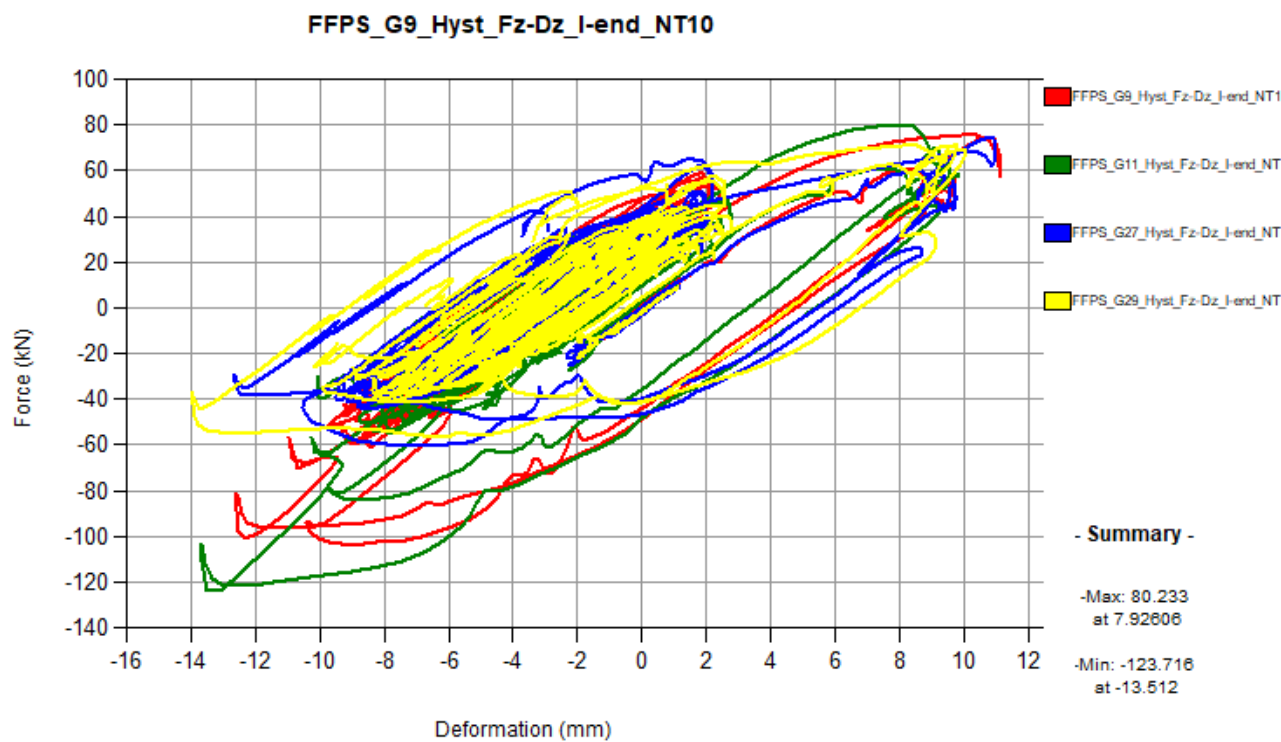
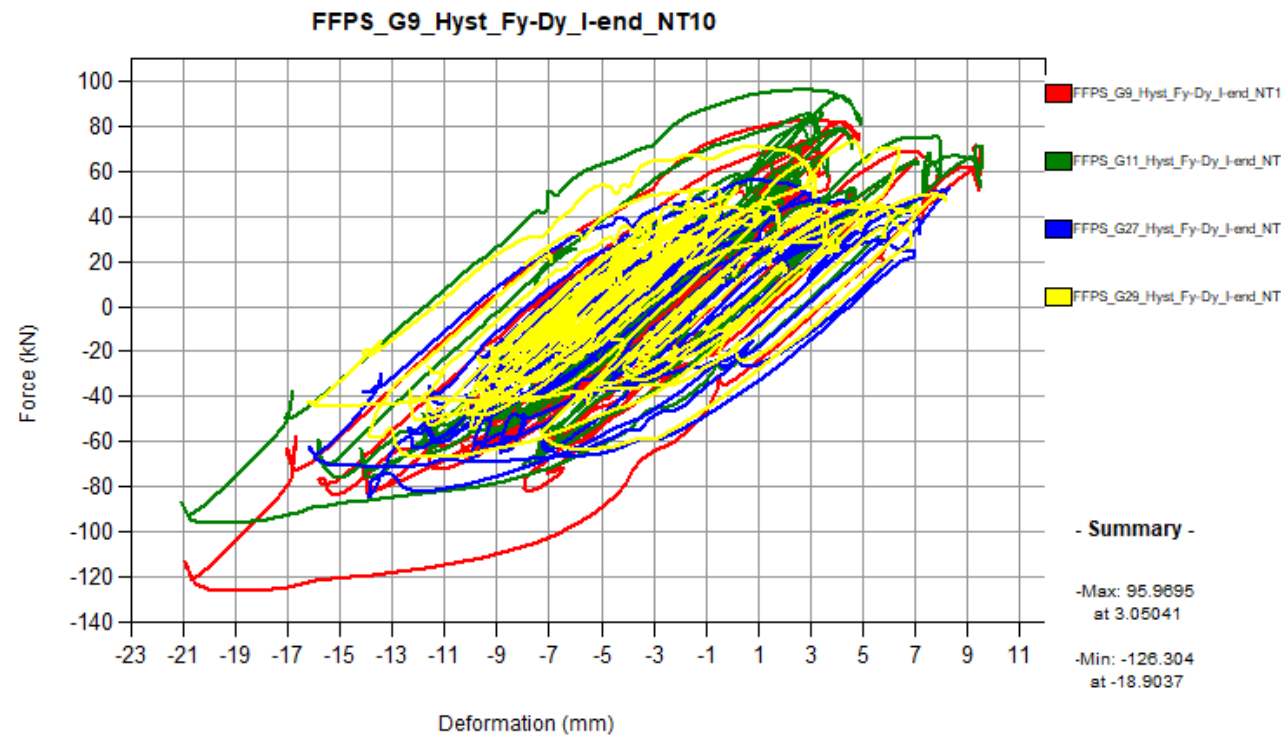
SLD1



SLD2



SLD3



Il massimo spostamento all'SLC si raggiunge nella TH numero 3 per l'isolatore G11, con un valore di 240.28 mm; a questo spostamento andrà sommata una aliquota all'SLD definita come sopra che corrisponde a circa 5.5 mm. La somma dei due contributi è minore della capacità dell'isolatore che risulta pari a 250 mm. Quindi la verifica all'SLC risulta rispettata.

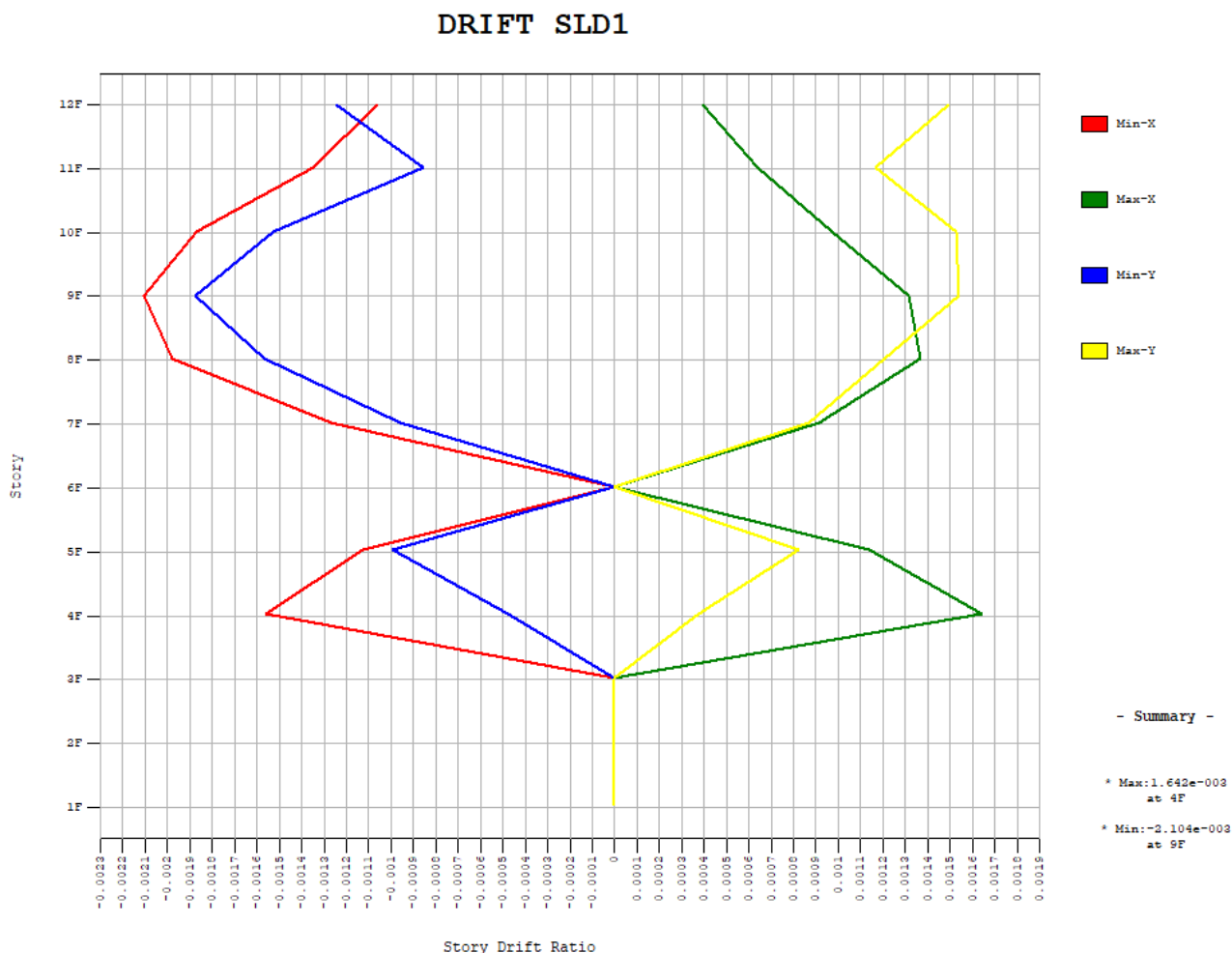
## 8.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### 8.4.1 VERIFICA DEL DRIFT DI PIANO PER LA FACCIATA VENTILATA

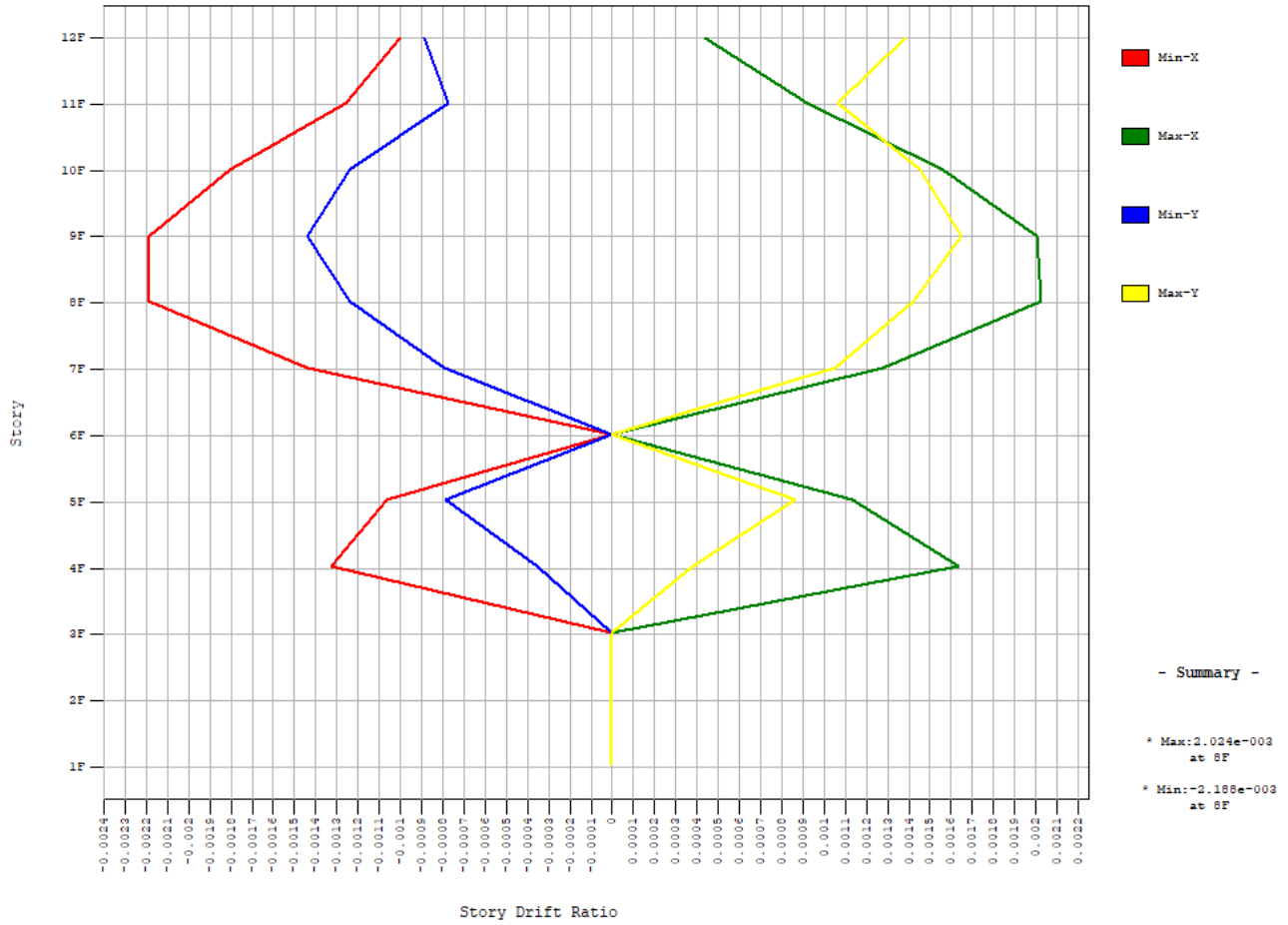
La verifica dello SLD della sovrastruttura deve essere effettuata controllando che gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti di seguito specificati (equazione 7.3.11a delle NTC18):

$$d/h < 0.67 \cdot 0.0050 = 0.0033$$

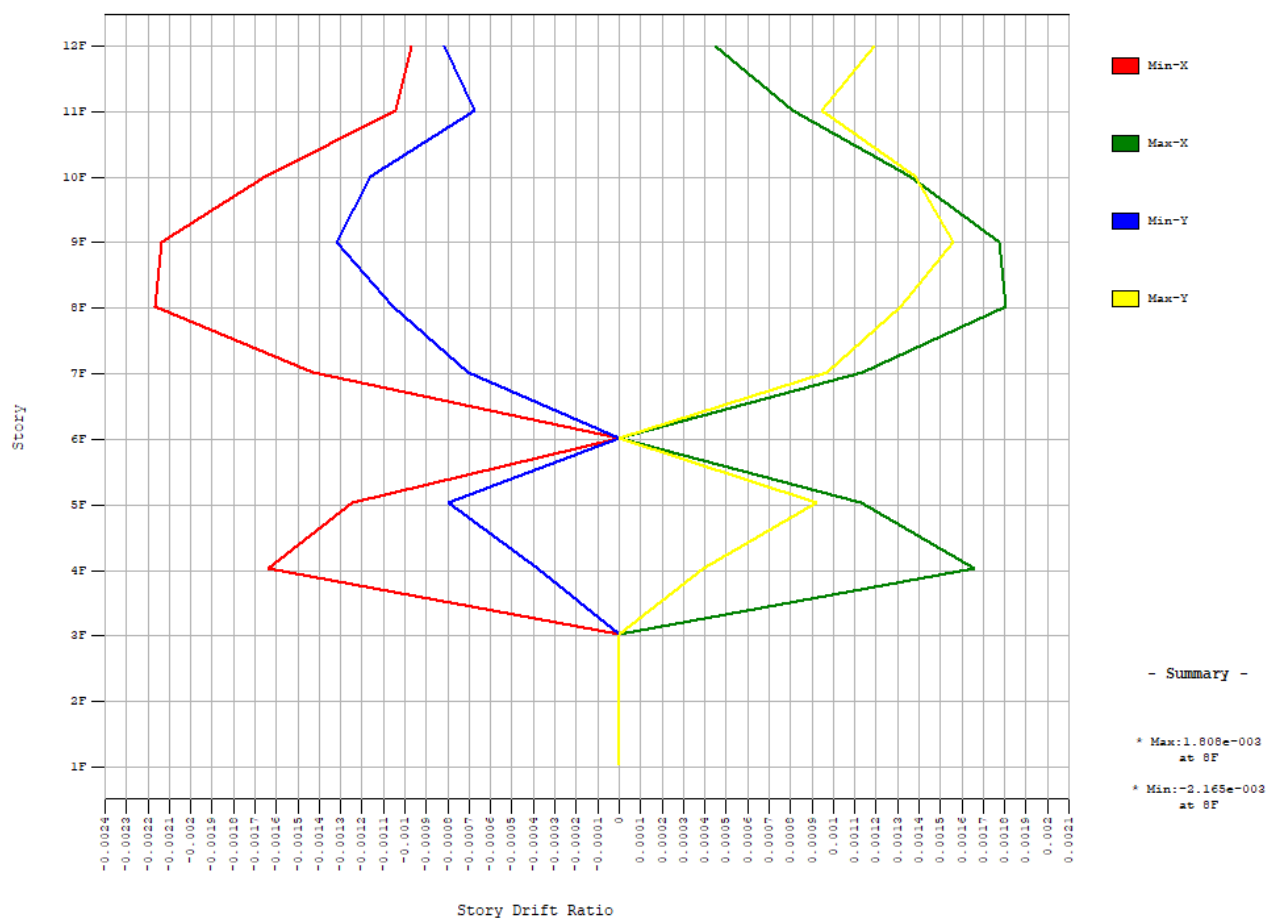
Di seguito i grafici del drift di piano per le 3 time history relative allo stato limite in esame.



## DRIFT SLD2



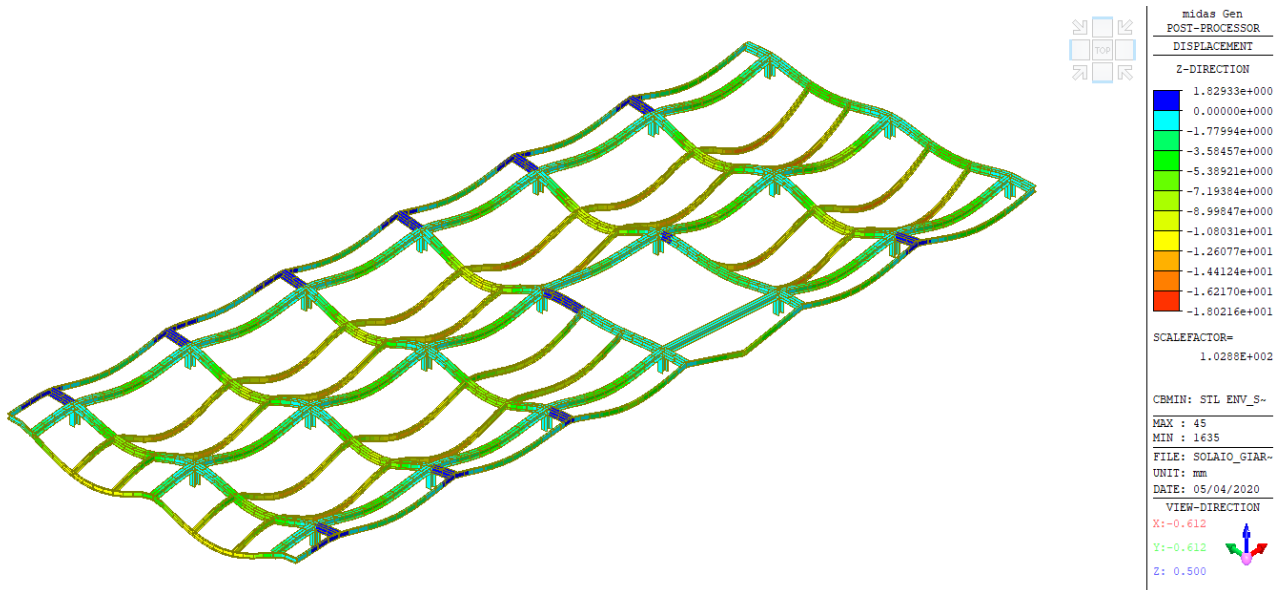
### DRIFT SLD3



Come si riscontra nei grafici, il massimo drift in valore assoluto è pari a 0.219% < 0.33% e quindi lo stato limite risulta rispettato.



#### 8.4.2 VERIFICA DELLE TRAVI DEL TETTO GIARDINO



#### 8.4.3 VERIFICA DI NON DISTACCO DEGLI ISOLATORI PER EFFETTO DELL'AZIONE DEL VENTO

Supponendo cautelativamente un coefficiente di attrito statico degli isolatori pari all'8% e considerando la risultante dei carichi verticali in condizione quasi permanente a quota 4.2 m è pari a 29.3 MN, si ottiene una forza resistente di primo distacco degli isolatori:

$$29.3 \times 0.08 = 2344 \text{ kN} > V_{\text{vento}} = (1075 - 165) \text{ kN}$$

Quindi non sussistono problemi di movimento della sovrastruttura dovuti alla pressione del vento.

## 9 GIUDIZIO MOTIVATO SULLA SCELTA DEGLI INTERVENTI

Le principali difficoltà che occorre tener presente quando s'intende applicare il sistema dell'isolamento sismico a un edificio esistente sono:

- a) L'eventuale martellamento con gli edifici limitrofi, sotto l'effetto dello scuotimento in occorrenza del terremoto, attesi gli spostamenti orizzontali conseguenti al funzionamento del sistema.
- b) L'individuazione del c.d. piano d'isolamento, che taglia in orizzontale la struttura nelle due parti in *sotto-* e *sovra-struttura*.
- c) L'accessibilità degli isolatori, per la loro ispezione e, allorché se ne presentasse la necessità, per la loro sostituzione.
- d) Il condizionamento della vetustà dell'edificio nel bilancio costi-benefici, comune peraltro a qualsiasi tecnica d'intervento di miglioramento/adequamento.

Nessuno dei punti precedenti ha condizionato le scelte progettuali perché:

- a) Non vi sono edifici limitrofi contigui ad una distanza tale da rendere possibile un martellamento durante le azioni sismiche.
- b) Il piano d'isolamento è stato individuato coincidente con l'intradosso dell'impalcato a copertura del piano portico. Conseguentemente sono agevoli la posa degli isolatori e il taglio dei pilastri per il loro inserimento.
- c) Ispezione e sostituzione degli isolatori resi facili dall'ubicazione. Fanno eccezione quattro isolatori posti alla base delle canne degli ascensori, per i quali si è comunque studiato l'accesso.
- d) L'edificio non presenta segni di degrado tali da sconsigliarne il recupero.

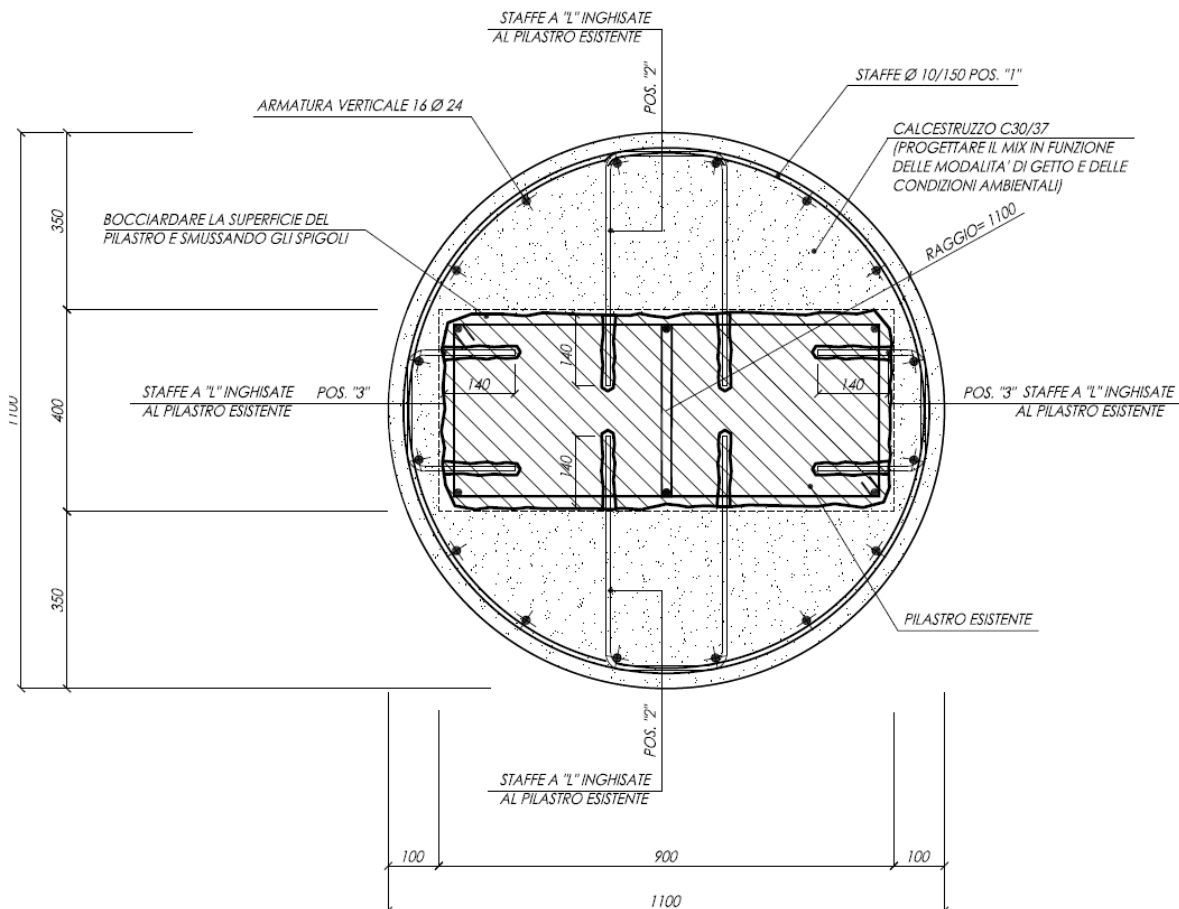
Pertanto l'adozione di un sistema di protezione passiva, che consista nell'equipaggiare l'edificio d'isolatori del tipo *Double Friction Pendulum*, è apparsa una soluzione elettiva per il conseguimento dell'adequamento. L'abbattimento della risposta dell'edificio all'*input* sismico è operato dall'innalzamento dei periodi fondamentali nelle due direzioni principali dell'edificio e dalla capacità dissipativa dei dispositivi, per effetto dell'attrito fra le superfici a contatto dei componenti l'isolatore. Modesto e localizzato è stato l'intervento di rinforzo di alcuni elementi strutturali.

Il sistema di protezione, che tende dunque a sottrarre l'edificio all'azione del sisma, anziché a resistergli, risulta efficace non solo per terremoti di media-alta intensità ma anche per i medio-deboli, giacché il *drift* di piano, *i.e.* lo spostamento relativo subito da due piani successivi, risulta contenuto entro i limiti di compatibilità di rivestimenti fragili, com'è nell'edificio in oggetto, il cui *restyling* della facciata prevede la totalità delle superfici vetrate.

## **10 ALLEGATI**

## ALLEGATO 1 STUDIO DEL MIX DESIGN SULL'INTERVENTO DI RINGROSSO DEI PILASTRI SOTTO GLI ISOLATORI A PENDOLO SCORREVOLE

SI PRECISA CHE IL RINFORZO DEL PILASTRO CON INCREMENTO DI SEZIONE TRASVERSALE AVVERA' ATTRAVERSO CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON UNA MALTA A CONSISTENZA FLUIDA TIPO TRADIBOND DI TRADIMALT s.p.a. O SIMILARE CERTIFICATA SECONDO LA EN 1504-3 DI CLASSE R4 E LA EN 1504-6, A BASE DI LEGANTI IDRAULICI AD ALTA RESISTENZA E SPECIALI ADDITIVI CHE CONFERISCONO AL PRODOTTO LA CARATTERISTICA CONSISTENZA FLUIDA. SI PREVEDE DI AGGIUNGERE SPECIFICO AGGREGATO LAVATO DI DIAMETRO 5-10mm, IN RAGIONE DEL 30% SUL PESO DELLA POLVERE, TALE DA GARANTIRE UNA RESISTENZA DEL GETTO DI CLASSE C 28/35.



## ALLEGATO 2 VERIFICHE DETTAGLIATE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

**Titolo :** 3travetti

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	50
2	240	160

N°	As [mm²]	d [mm]
1	575	30
2	575	180

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

**N<sub>Ed</sub>** 0 **154.7** kN  
**M<sub>xEd</sub>** 0 **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>** 0 **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB32k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**M<sub>xRd</sub>** 29.1 kN m  
 $\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  34.67 ‰  
 d 180 mm  
 x 16.51 x/d 0.0917  
 $\delta$  0.7

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☒ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**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 mm **Col. modello**

☐ Precompresso

**Titolo :** T\_35x21

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	50
2	350	160

N°	As [mm²]	d [mm]
1	383	30
2	383	180

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

<b>N</b> <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
<b>M</b> <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
<b>M</b> <sub>yEd</sub>	0	0	

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB32k C20/25  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

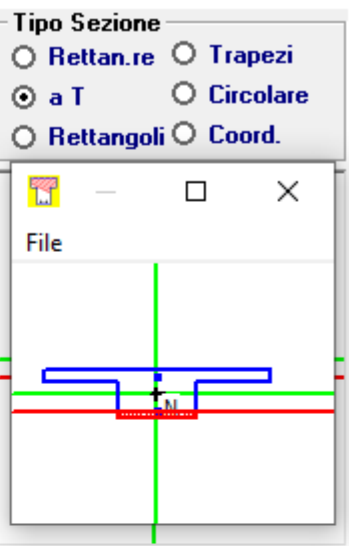
**M**<sub>xRd</sub> -17.88 kN m  
 $\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  21.94 ‰  
 d 180 mm  
 x 24.76 x/d 0.1376  
 $\delta$  0.7

**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 mm Col. modello

☐ Precompresso



**Titolo :** T\_40x30

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	300

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1257	30
2	1257	270

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

$N_{Ed}$  0 154.7 kN  
 $M_{xEd}$  0 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB32k C20/25  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

$M_{xRd}$  81.68 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  24.93 ‰  
d 270 mm  
x 33.24 x/d 0.1231  
 $\delta$  0.7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_o$  0 mm Col. modello

☐ Precompresso

Titolo : T\_40x55\_1-2\_C

N\* figure elementari 1 Zoom

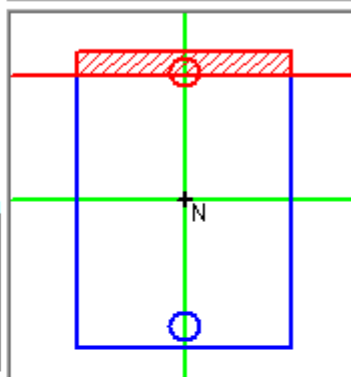
N\* strati barre 2 Zoom

N*	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N*	As [mm²]	d [mm]
1	2171	40
2	2149	510

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[mm]   xN 0   yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 267.5 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 34.7 ‰

d 510 mm

x 46.72   x/d 0.09162

δ 0.7



**Titolo :** T\_40x55\_1-2\_L

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1744	40
2	1744	510

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**N**  
 $N_{Ed}$  0 154.7 kN  
**M**  
 $M_{xEd}$  0 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  
 FeB32k C20/25  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**M**  
 $M_{xRd}$  -218.3 kN m  
 $\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  36.43 ‰  
 d 510 mm  
 x 44.71 x/d 0.08766  
 $\delta$  0.7

**N° rett.** 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_o$  0 mm Col. modello  
☐ Precompresso

Titolo : T\_40x55\_1-2\_M

N° figure elementari 1 Zoom

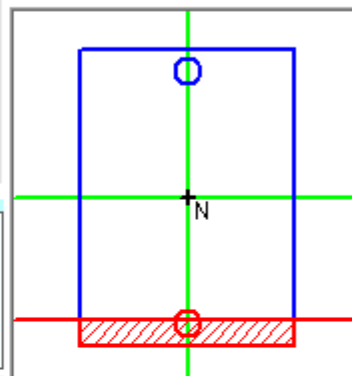
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1769	40
2	1769	510

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

- ☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> -221.4 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 36.3 ‰

d 510 mm

x 44.85 x/d 0.08795

δ 0.7

☐ Precompresso

Titolo : T\_40x55\_3-4-5\_C

N° figure elementari 1 Zoom

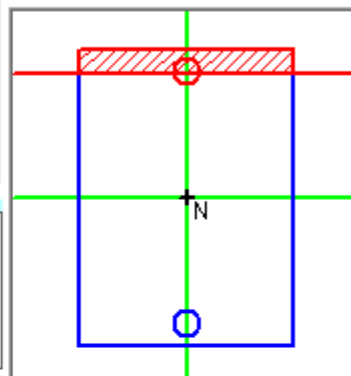
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1769	40
2	1769	510

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 221.4 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 36.3 ‰

d 510 mm

x 44.85 x/d 0.08795

δ 0.7

Titolo : T\_40x55\_3-4-5\_C

N° figure elementari 1 Zoom

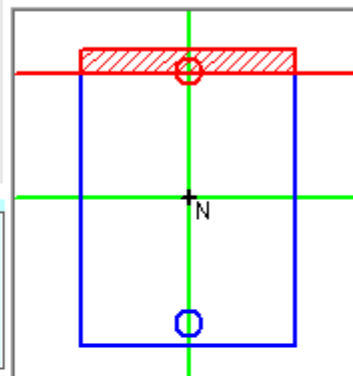
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1769	40
2	1769	510

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 221.4 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 36.3 ‰

d 510 mm

x 44.85 x/d 0.08795

δ 0.7

**Titolo :** T\_40x55\_3-4-5\_L

**N° figure elementari**  **Zoom**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	40
2	1571	510

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

<b>N</b> <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<b>154.7</b> kN
<b>M</b> <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<b>0</b> kNm
<b>M</b> <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<b>0</b>

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

**Tipo rottura**  
**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

**M**<sub>xRd</sub>  kN m

<b>ε<sub>su</sub></b>	<input type="text" value="67.5"/> ‰	<b>ε<sub>c2</sub></b>	<input type="text" value="2"/> ‰
<b>f<sub>yd</sub></b>	<input type="text" value="258"/> N/mm²	<b>ε<sub>cu</sub></b>	<input type="text" value="3.5"/> ‰
<b>E<sub>s</sub></b>	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	<b>f<sub>cd</sub></b>	<input type="text" value="22.14"/> ‰
<b>E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub></b>	<input type="text" value="15"/>	<b>f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub></b>	<input type="text" value="0.8"/> ?
<b>ε<sub>syd</sub></b>	<input type="text" value="1.29"/> ‰	<b>σ<sub>c,adm</sub></b>	<input type="text" value="8.5"/>
<b>σ<sub>s,adm</sub></b>	<input type="text" value="155"/> N/mm²	<b>τ<sub>co</sub></b>	<input type="text" value="0.5333"/>
		<b>τ<sub>c1</sub></b>	<input type="text" value="1.686"/>

<b>σ<sub>c</sub></b>	<input type="text" value="-22.14"/> N/mm²
<b>σ<sub>s</sub></b>	<input type="text" value="258"/> N/mm²
<b>ε<sub>c</sub></b>	<input type="text" value="3.5"/> ‰
<b>ε<sub>s</sub></b>	<input type="text" value="37.41"/> ‰
<b>d</b>	<input type="text" value="510"/> mm
<b>x</b>	<input type="text" value="43.63"/>
<b>x/d</b>	<input type="text" value="0.08556"/>
<b>δ</b>	<input type="text" value="0.7"/>

**Tipo Sezione**  
☒ **Rettan.re** ☐ **Trapezi**  
☐ **a T** ☐ **Circolare**  
☐ **Rettangoli** ☐ **Coord.**

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

**Tipo flessione**  
☒ **Retta** ☐ **Devata**

**N° rett.**

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>**  mm **Col. modello**

☐ **Precompresso**

**Titolo :** T\_40x55\_3-4-5\_M

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1769	40
2	1769	510

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

<b>N</b> <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
<b>M</b> <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
<b>M</b> <sub>yEd</sub>	0	0	

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**  

FeB32k	C20/25
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 258 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 22.14
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.29 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 8.5
$\sigma_{s,adm}$ 155 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.5333
	$\tau_{c1}$ 1.686

**M**<sub>xRd</sub> 221.4 kN m

$\sigma_c$	-22.14	N/mm²
$\sigma_s$	258	N/mm²
$\epsilon_c$	3.5	‰
$\epsilon_s$	36.3	‰
d	510	mm
x	44.85	x/d 0.08795
		$\delta$ 0.7

**N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>** 0 mm **Col. modello**

☐ Precompresso

Titolo : T\_40x55\_int\_port\_C

N° figure elementari 1 Zoom

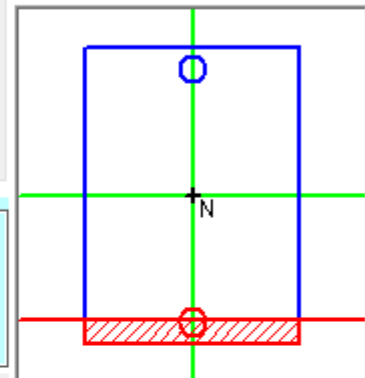
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1703	40
2	2105	510

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[mm]
- xN 0  
 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> -213.3 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 37.34 ‰

d 510 mm

x 43.71 x/d 0.08571

δ 0.7

☐ Precompresso

**Titolo :** T\_40x55\_int\_port\_L

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1144	40
2	1747	510

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

**N**  
 $N_{Ed}$  0 154.7 kN  
 $M_{xEd}$  0 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB32k C20/25  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**M**  
 $M_{xRd}$  218.7 kN m  
 $\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  34.71 ‰  
 d 510 mm  
 x 46.71 x/d 0.0916  
 $\delta$  0.7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

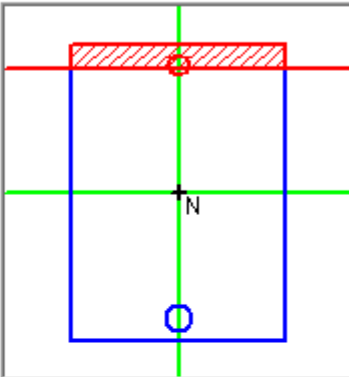
**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>** 0 mm **Col. modello**

☐ Precompresso





**Titolo :** T\_40x55\_int\_port\_M

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	550

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1571	40
2	1571	510

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

**N**  
 $N_{Ed}$  0 154.7 kN  
**M**  
 $M_{xEd}$  0 0 kNm  
 $M_{yEd}$  0 0

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB32k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  258 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  22.14  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.29 ‰  $\sigma_{c,adm}$  8.5  
 $\sigma_{s,adm}$  155 N/mm²  $\tau_{co}$  0.5333  
 $\tau_{c1}$  1.686

**M**  
 $M_{xRd}$  -197.3 kN m  
 $\sigma_c$  -22.14 N/mm²  
 $\sigma_s$  258 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  37.41 ‰  
 d 510 mm  
 x 43.63 x/d 0.08556  
 $\delta$  0.7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**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>o</sub>** 0 mm **Col. modello**

☐ Precompresso

**Titolo :** T\_40x80L

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	800

N°	As [mm²]	d [mm]
1	628	50
2	1571	750

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

**N** Ed  **154.7** kN  
**M** xEd  **0** kNm  
**M** yEd  **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB32k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$  **67.5** ‰  $\epsilon_{c2}$  **2** ‰  
 $f_{yd}$  **258** N/mm²  $\epsilon_{cu}$  **3.5**  
 $E_s$  **200,000** N/mm²  $f_{cd}$  **22.14**  
 $E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0.8** ?  
 $\epsilon_{syd}$  **1.29** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **8.5**  
 $\sigma_{s,adm}$  **155** N/mm²  $\tau_{co}$  **0.5333**  
 $\tau_{c1}$  **1.686**

**M** xRd  kN m  
 $\sigma_c$  **-22.14** N/mm²  
 $\sigma_s$  **258** N/mm²  
 $\epsilon_c$  **3.5** ‰  
 $\epsilon_s$  **46.08** ‰  
 d **750** mm  
 x **52.94** x/d **0.07059**  
 $\delta$  **0.7**

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**   
   
 L<sub>0</sub>  mm

☐ Precompresso

Titolo : T\_40x80M

N° figure elementari 1 Zoom

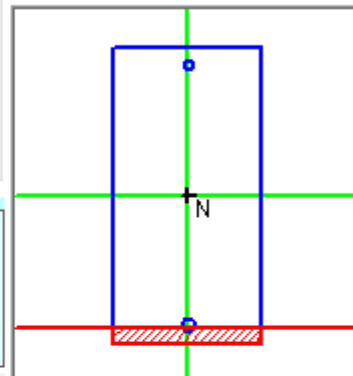
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	800

N°	As [mm²]	d [mm]
1	628	50
2	1005	750

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	0	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 mm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$	67.5	‰	$\epsilon_{c2}$	2	‰
$f_{yd}$	258	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200,000	N/mm²	$f_{cd}$	22.14	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.29	‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5	
$\sigma_{s,adm}$	155	N/mm²	$\tau_{co}$	0.5333	
			$\tau_{c1}$	1.686	

M<sub>xRd</sub> -123.2 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²

$\sigma_s$  258 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  59.39 ‰

d 750 mm

x 41.74 x/d 0.05566

$\delta$  0.7

**Titolo :** CIRC\_40x80\_fi\_110

Sezione circolare cava

Raggio esterno 550 [mm]  
 Raggio interno 0 [mm]  
 N° barre uguali 16  
 Diametro barre 24 [mm]  
 Copriferro (baric.) 40 [mm]

N° barre 16 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☒ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U.



Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2000 154.7 kN  
 M<sub>xEd</sub> 272 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 1530 0

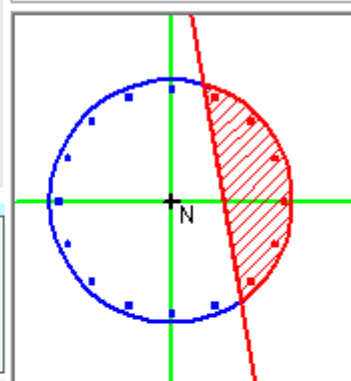
P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

☐ Retta ☒ Deviata

Vertici: 50 N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

Materiali

B450C

C30/37

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5  
 $E_s$  210,000 N/mm²  $f_{cd}$  17  
 $E_s/E_c$  6.36  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.863 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

M<sub>xRd</sub> 331.7 kN m

M<sub>yRd</sub> 1,895 kN m

$\sigma_c$  -17 N/mm²

$\sigma_s$  391.3 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  8.106 ‰

d 1,052 mm

x 317.3 x/d 0.3016

$\delta$  0.817

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  116

☐ Precompresso

Titolo : **P\_40x40\_3C**

N° figure elementari **1** Zoom

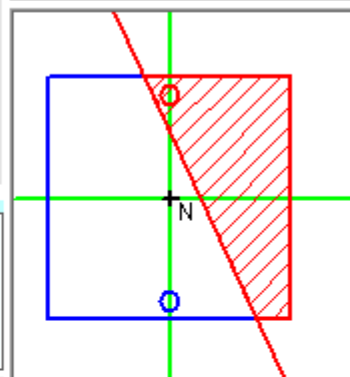
N° strati barre **2** Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	710	30
2	710	370

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	800	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	52	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	64	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☒ S.L.U.+   ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  295

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$	67.5	‰	$\epsilon_{c2}$	2	‰
$f_{yd}$	258	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200,000	N/mm²	$f_{cd}$	22.14	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.29	‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5	
$\sigma_{s,adm}$	155	N/mm²	$\tau_{co}$	0.5333	
			$\tau_{c1}$	1.686	

M<sub>xRd</sub> 94.67 kN m

M<sub>yRd</sub> 120.2 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²

$\sigma_s$  258 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  1.871 ‰

d 337.6 mm

x 220 x/d 0.6517

$\delta$  1

**Titolo :** P\_40x40\_3L

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

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	603	30
2	603	370

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**N** Ed   kN  
**M** xEd   kNm  
**M** yEd

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☐ Retta ☒ Deviata

**Materiali**  
**FeB32k** **C20/25**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$    
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M** xRd  kN m  
**M** yRd  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  mm  
 x  x/d   
 $\delta$

**N° rett.**   
**Calcola MRd** **Dominio Mx-My**  
 angolo asse neutro  $\theta^\circ$    
☐ Precompresso

Titolo : P\_40x40\_4C

N° figure elementari 1 Zoom

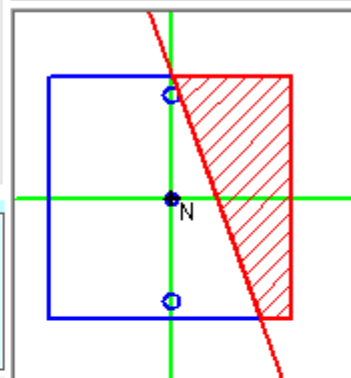
N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	462	30
2	308	200
3	462	370

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	560	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	45	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	82	0	

P.to applicazione N

☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+   ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 110

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.18	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 58.76 kN m

M<sub>yRd</sub> 111.3 kN m

σ<sub>c</sub> -22.18 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 2.423 ‰

d 314.5 mm

x 185.8 x/d 0.5909

δ 1

Titolo : **P\_40x40\_4L**

N° figure elementari **1** Zoom

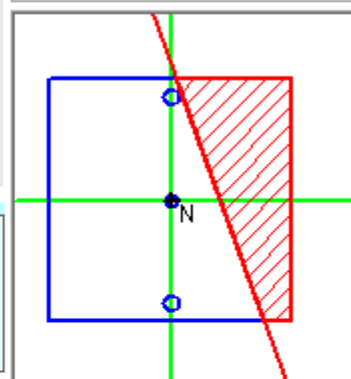
N° strati barre **3** Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	462	30
2	308	200
3	462	370

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	511	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	29	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	65	0	

P.to applicazione N

☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+   ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  110

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$	67.5	‰	$\epsilon_{c2}$	2	‰
$f_{yd}$	258	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200,000	N/mm²	$f_{cd}$	22.14	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.29	‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5	
$\sigma_{s,adm}$	155	N/mm²	$\tau_{co}$	0.5333	
			$\tau_{c1}$	1.686	

M<sub>xRd</sub> 56.83 kN m

M<sub>yRd</sub> 107 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²

$\sigma_s$  258 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  2.591 ‰

d 314.5 mm

x 180.7 x/d 0.5746

$\delta$  1



Titolo : P\_40x40\_5C

N° figure elementari 1 Zoom

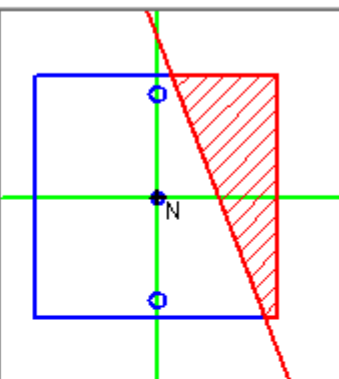
N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	462	30
2	308	200
3	462	370

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	337	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	32	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	55	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☒ S.L.U.+   ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 291

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 51.75 kN m

M<sub>yRd</sub> 90.02 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 3.297 ‰

d 319.3 mm

x 164.4 x/d 0.5149

δ 1

**Titolo :** P\_40x40\_5L

N° figure elementari  Zoom

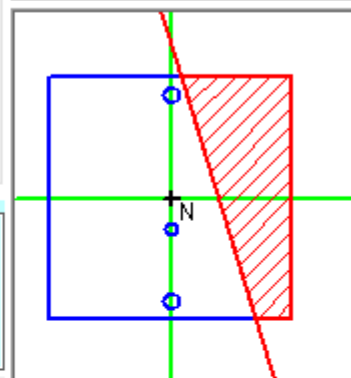
N° strati barre  Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	400

N°	As [mm²]	d [mm]
1	462	30
2	308	250
3	462	370

**Tipo Sezione**

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



**Sollecitazioni**

S.L.U.



Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="275"/>	<input type="text" value="154.7"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="23"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="43"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN

yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

- ☐ S.L.U.+   ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

**Materiali**

FeB32k

C20/25

ε<sub>su</sub>  ‰   ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm²   ε<sub>cu</sub>

E<sub>s</sub>  N/mm²   f<sub>cd</sub>

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>    f<sub>cc</sub> / f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰   σ<sub>c,adm</sub>

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm²   τ<sub>co</sub>

τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m

M<sub>yRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  mm

x    x/d

δ

**Titolo :** P\_40x50\_2C

**N° figure elementari** 1 **Zoom**
**N° strati barre** 3 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	710	30
2	509	250
3	710	470

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

<b>N</b> <sub>Ed</sub>	1000	154.7	kN
<b>M</b> <sub>xEd</sub>	63.3	0	kNm
<b>M</b> <sub>yEd</sub>	72	0	

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☐ Retta ☒ Deviata

**N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio Mx-My**

**angolo asse neutro**  $\theta^\circ$  107

☐ Precompresso

**Materiali**  
 FeB32k C20/25

$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	258 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	22.14
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8 ?
$\epsilon_{syd}$	1.29 ‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5
$\sigma_{s,adm}$	155 N/mm²	$\tau_{co}$	0.5333
		$\tau_{c1}$	1.686

<b>M</b> <sub>xRd</sub>	119.8	kN m	
<b>M</b> <sub>yRd</sub>	160.4	kN m	
$\sigma_c$	-22.14	N/mm²	
$\sigma_s$	258	N/mm²	
$\epsilon_c$	3.5	‰	
$\epsilon_s$	1.745	‰	
d	328.7	mm	
x	219.3	x/d	0.6673
		$\delta$	1

**Titolo :** P\_40x65\_2L

N° figure elementari  Zoom

N° strati barre  Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	603	30
2	402	250
3	603	470

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  154.7 kN  
M<sub>xEd</sub>  0 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

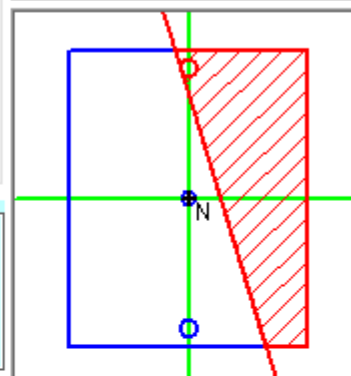
P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm] xN   
yN

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

M<sub>yRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  mm

x  x/d

$\delta$

Titolo : **P\_40x65**

N° figure elementari **1** Zoom

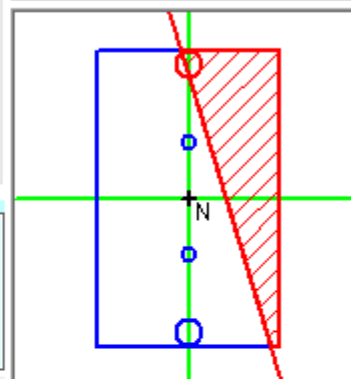
N° strati barre **4** Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	650

N°	As [mm²]	d [mm]
1	2661	30
2	760	200
3	760	450
4	2661	620

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	230	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	60	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	273	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0  
yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+   ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  107

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

$\epsilon_{su}$	67.5	‰	$\epsilon_{c2}$	2	‰
$f_{yd}$	258	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5	
$E_s$	200,000	N/mm²	$f_{cd}$	22.14	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	?
$\epsilon_{syd}$	1.29	‰	$\sigma_{c,adm}$	8.5	
$\sigma_{s,adm}$	155	N/mm²	$\tau_{co}$	0.5333	
			$\tau_{c1}$	1.686	

M<sub>xRd</sub> 376.6 kN m

M<sub>yRd</sub> 159.1 kN m

$\sigma_c$  -22.14 N/mm²

$\sigma_s$  258 N/mm²

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  2.775 ‰

d 372.5 mm

x 207.8 x/d 0.5578

$\delta$  1

Titolo : P\_40x65\_1C

N° figure elementari 1 Zoom

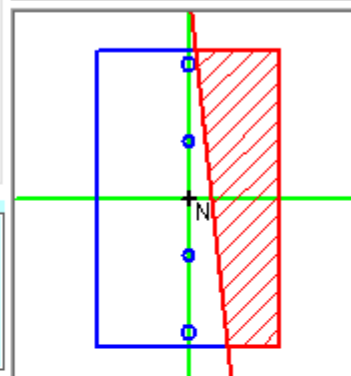
N° strati barre 4 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	650

N°	As [mm²]	d [mm]
1	657	30
2	456	200
3	456	450
4	657	620

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	1250	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	84	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	178	0	

P.to applicazione N

- ☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☒ S.L.U.+   ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 276

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 94.37 kN m

M<sub>yRd</sub> 227.9 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 1.56 ‰

d 263.7 mm

x 182.4 x/d 0.6917

δ 1

Titolo : P\_40x65\_1L

N° figure elementari 1 Zoom

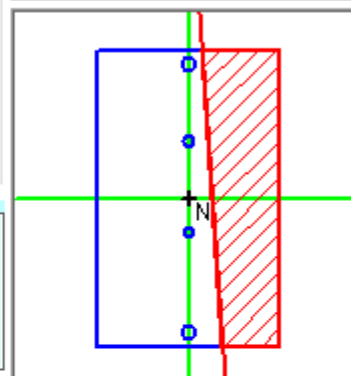
N° strati barre 4 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	400	650

N°	As [mm²]	d [mm]
1	710	30
2	509	200
3	509	400
4	710	620

Tipo Sezione

- ☒ Rettan.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N <sub>Ed</sub>	1200	154.7	kN
M <sub>xEd</sub>	54	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	174	0	

P.to applicazione N

☒ Centro   ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[mm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☐ S.L.U.+   ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☐ Retta   ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 94

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k

C20/25

ε <sub>su</sub>	67.5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	258	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5	
E <sub>s</sub>	200,000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22.14	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8	?
ε <sub>syd</sub>	1.29	‰	σ <sub>c,adm</sub>	8.5	
σ <sub>s,adm</sub>	155	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.5333	
			τ <sub>c1</sub>	1.686	

M<sub>xRd</sub> 61.54 kN m

M<sub>yRd</sub> 232.4 kN m

σ<sub>c</sub> -22.14 N/mm²

σ<sub>s</sub> 258 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 1.458 ‰

d 242.8 mm

x 171.4 x/d 0.706

δ 1