

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J81H0200000001

S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA - LA SPEZIA (PONTREMOLESE)

TRATTA PARMA - VICOFERTILE

FABBRICATI
FA00 – ELABORATI GENERALI
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I P 0 0 0 0 D 2 6 C L F A 0 0 1 0 0 0 3 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Cucino	Feb 2022	M. Salleolini	Feb 2022	G. Fadda	Feb 2022	A. Perego Ott 2022
B	AGGIORNAMENTO POST VERIFICA RFI	P. Cucino	Ott 2022	M. Salleolini	Ott 2022	G. Fadda	Ott 2022	

File: IP0000D26CLFA0010003B.doc


n. Elab.

Sommario

1	Scopo del Documento	5
2	Normativa di Riferimento	7
3	Caratteristiche dei Materiali	8
3.1	Calcestruzzo Strutture in Elevazione e di Fondazione	8
3.2	Acciaio da c.a.	9
4	Descrizione dell'intervento	10
5	Modellazione della Struttura	15
6	Analisi dei Carichi.....	19
6.1	Peso Proprio degli Elementi Strutturali	19
6.2	Carichi Permanenti Non Strutturali	19
6.3	Carichi Variabili	23
6.4	Spinta Laterale del Terrano	25
6.5	Spinta del Terrano in Fase Sismica	26
6.6	Azione della Neve	28
6.7	Azione del Vento	34
6.8	Azione Termica	41
6.9	Azione Sismica.....	42
7	Combinazioni di Carico	48
8	Analisi Modale	51
9	Sollecitazioni.....	53
9.1	Solai.....	53
9.2	Telaio Filo Fisso X ₂	54
9.3	Telaio Filo Fisso X ₃	62
9.4	Telaio Filo Fisso X ₄	70
9.5	Telaio Filo Fisso Y _A	77
9.6	Telaio Filo Fisso Y _C	86
9.7	Scala	94
9.1	Platea di Soletta	110
9.2	Pareti.....	116
9.3	Platea di Fondazione.....	122
10	Verifiche sui Solai.....	128
10.1	Solaio di Piano.....	128
10.1.1	Dimensionamento Traliccio.....	128
10.1.2	Verifiche Solaio	130

11	Verifiche Trave Filo Fisso A e C	136
11.1	Verifiche SLU	138
11.1.1	Sezioni	138
11.1.2	Materiale	138
11.1.3	Geometria	139
11.1.4	Casi di carico	139
11.1.5	Carichi.....	140
11.1.6	Combinazioni di carichi.....	140
11.1.7	Risultati.....	141
11.1.8	Progetto calcestruzzo	142
11.2	Verifiche SLV	144
11.2.1	Sezioni	144
11.2.2	Materiale	144
11.2.3	Geometria	145
11.2.4	Carichi.....	146
11.2.5	Combinazioni di carichi.....	146
11.2.6	Risultati.....	147
11.2.7	Progetto calcestruzzo	148
12	Verifiche Trave Filo Fisso 2, 3 e 4.....	150
12.1	Verifiche SLU	151
12.1.1	Sezioni	151
12.1.2	Materiale.....	151
12.1.3	Geometria	152
12.1.4	Casi di carico	152
12.1.5	Carichi.....	153
12.1.6	Combinazioni di carichi.....	153
12.1.7	Risultati.....	154
12.1.8	Progetto calcestruzzo	155
12.2	Verifiche SLV	157
12.2.1	Sezioni	157
12.2.2	Materiale	157
12.2.3	Geometria	158
12.2.4	Casi di carico	158
12.2.5	Carichi.....	159
12.2.6	Combinazioni di carichi.....	159

12.2.7	Risultati.....	160
12.2.8	Progetto calcestruzzo	161
13	Verifiche Pilastro (30x40).....	163
13.1	Verifiche SLU	164
13.1.1	Sezione S 1	164
13.2	Verifiche SLV	186
13.2.1	Sezione S 1	186
14	Verifiche Parete (h = 30 cm).....	208
14.1	Verifiche SLU – SLV	210
15	Verifiche SOLETTA.....	214
15.1	Verifiche SLU – SLV	216
16	Verifiche Scala	221
16.1	Verifiche SLU e SLV	223
17	Verifiche Platea di Fondazione	225
17.1	Verifiche SLU – SLV	226
18	Verifiche degli Elementi Strutturali in Termini di Contenimento del Danno agli Elementi Non Strutturali	233
19	Verifica Sismica Tamponamenti	236
20	Conclusioni	240

	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>5 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	5 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	5 di 241								

1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Con “Pontremolese” viene comunemente intesa la linea ferroviaria Parma – La Spezia, linea che congiunge come trasversale la linea Tirrenica con la dorsale Roma-Firenze-Bologna-Milano.

Nel 1976 entra a far parte del Corridoio Plurimodale Tirreno-Brennero (Ti-Bre) e fra gli anni '80 e '90 vengono realizzati il raddoppio delle tratte Vezzano Ligure-S.Stefano di Magra, e Ghiare di Berceto-Solignano e successivamente viene realizzato il prolungamento del raddoppio Solignano-Fornovo. A seguito dell’emanazione della Legge n. 443 del 21 dicembre 2001 (Legge Obiettivo), la restante parte da raddoppiare della linea (Parma-Osteriazza e Berceto-Chiesaccia) è stata inserita fra le opere strategiche.

Con Delibera n.19 del 8 maggio 2009, pubblicata sulla G.U.R.I. n. 301 del 29 dicembre 2009, il CIPE approva il Progetto Preliminare del Completamento del 2003. Delle tratte comprese tra Parma e Osteriazza e tra Berceto e Chiesaccia, vengono individuati tre lotti funzionali:

- Parma-Osteriazza
- Berceto-Pontremoli
- Pontremoli-Chiesaccia.

Di questi tre lotti funzionali, nella stessa Delibera, è stato individuato il primo, quello Parma-Osteriazza, come lotto prioritario, a sua volta suddiviso nei tre sub lotti Parma-Vicofertile, Vicofertile-Collecchio e Collecchio-Osteriazza.

Il progetto in oggetto è relativo al progetto definitivo del raddoppio della tratta Parma- Vicofertile

Rispetto al tracciato sviluppato nel Progetto Preliminare del 2004, il Progetto Definitivo vede una variante di tracciato per la parte d’innesto del raddoppio nei binari della stazione di Parma: la coppia di binari garantisce le relazioni merci Fornovo Bologna (direzioni P/D) e il solo binario dispari garantisce le relazioni viaggiatori con La Spezia attestata a Parma (evitando di fuori uscire dal corridoio urbanistico).

Tale variante, oltre a portare notevoli benefici ferroviari nella Stazione di Parma, permetterà di risolvere all’interno dell’abitato di Parma le interferenze della linea Pontremolese con la viabilità ordinaria e di rendere disponibile alla città un tratto di circa 3,5 km (il vecchio binario di tracciato).Nel seguito, dopo una breve descrizione dell’opera, si analizzano le azioni gravanti sulla struttura e si determinano le massime sollecitazioni per le verifiche strutturali.

Le analisi sono state svolte in accordo al Decreto Ministero Infrastrutture del 17 Gennaio 2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, nel seguito indicato con NTC 2018. Le verifiche strutturali sono state svolte con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.



Figura 1 - Individuazione area d'intervento

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>7 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	7 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	7 di 241								

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- D. M. Min. LL. PP. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019. n. 7 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1998-1:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A – Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A – Manuale di progettazione delle opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A – Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo Strutture in Elevazione e di Fondazione

Per la realizzazione della platea di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) → $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione → XC2
- Classe di Consistenza → S4/S5
- Resistenza Media a Compressione → $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico → $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.475 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza → $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione → $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media → $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione → $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo → $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) → $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) → $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza → $f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} = 4,04 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo → $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c / 1,5 = 1,80 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura → $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro di 40 mm (valutato al netto della staffa).

Per gli elementi della struttura in elevazione si assume un copriferro di 30 mm (valutato al netto della staffa).


Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

- Combinazione delle Azioni Frequente → $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$
- Combinazione delle Azioni Quasi Permanente → $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

3.2 Acciaio da c.a.

Barre B450C

- Tensione di snervamento caratteristica → $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura → $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio → $\gamma_s = 1,15$
- Resistenza a trazione di calcolo → $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione (Comb. Rara) → $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico → $E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione di Snervamento di Progetto → $\varepsilon_{yd} = 0,0019$
- Densità → $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>10 di 241</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	10 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	10 di 241								

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

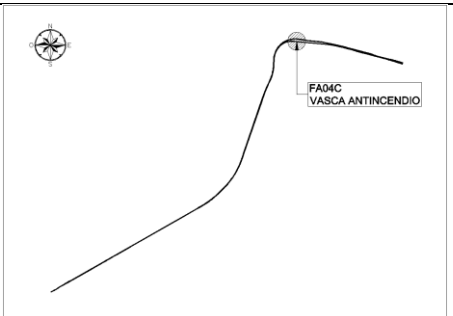
Per l'edificio "Serbatoio antincendio" è prevista una struttura intelaiata in cemento armato fuori terra e una struttura in cemento con pareti continue nel sottosuolo. L'edificio ha una dimensione in pianta rettangolare di circa 15,25x6,60 m, è caratterizzato da una copertura piana la cui altezza massima è pari a circa 3,80 m.

Gli elementi strutturali verticali sono costituiti da 6 pilastri di sezione 30x40 cm per la struttura fuori terra e per la parte interrata la struttura è costituita da un muro continuo in calcestruzzo dello spessore di 30 cm. Le travi del pavimento hanno sezioni di 30x40 cm.

Il piano superiore è realizzato con lastre parzialmente prefabbricate del tipo predalle, con blocchi di polistirolo di alleggerimento e getto di completamento realizzato in opera, per uno spessore totale di 24 cm (4+16+4) e il piano terra (quello che copre il serbatoio dell'acqua interrato) è realizzato in calcestruzzo gettato in opera con uno spessore di 30 cm.

La fondazione è realizzata con una soletta di 40 cm di spessore. Le pareti esterne della parte interrata sono costituite da pareti in calcestruzzo di 30 cm di spessore, intonacate internamente e rivestite esternamente con uno strato isolante di EPS di 10 cm di spessore. Le pareti della parte fuori terra della struttura sono pannelli prefabbricati in calcestruzzo dello spessore di 20 cm che sono rivestiti esternamente alla struttura.

La pavimentazione interna della soletta del piano terra è realizzata con un pavimento galleggiante con plenum di 60 cm, appoggiato su una lastra di distribuzione di 5 cm posta sopra uno strato di XPS ad alta densità di 8 cm, che a sua volta è posto su un vespaio ventilato costituito da igloo di 27 cm e lastra di cemento armato di 5 cm rinforzato con rete saldata.

Nome della struttura	WBS	Coordinate	Keyplan
VASCA ANTINCENDIO	FA04C - TIP.C	(pk.1+680,00)	

VASCA ANTINCENDIO

FA05C - TIP.C

(pk.3+760,00)

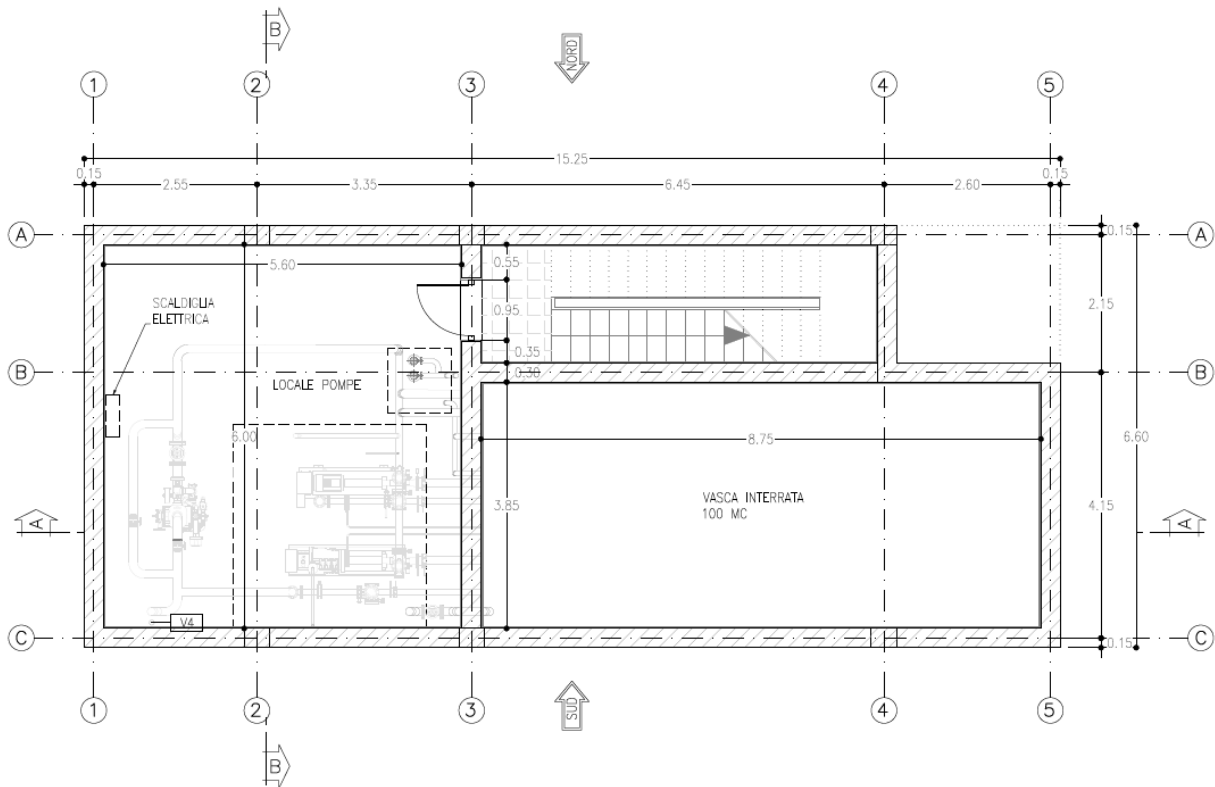
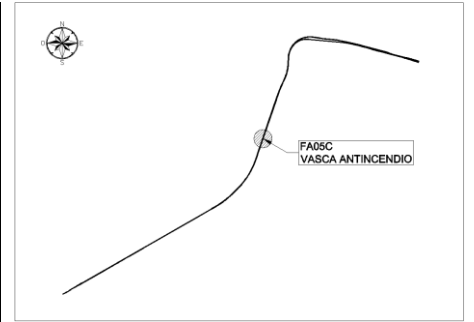


Figura 4.1 – Pianta Architettonica Piano Interrato

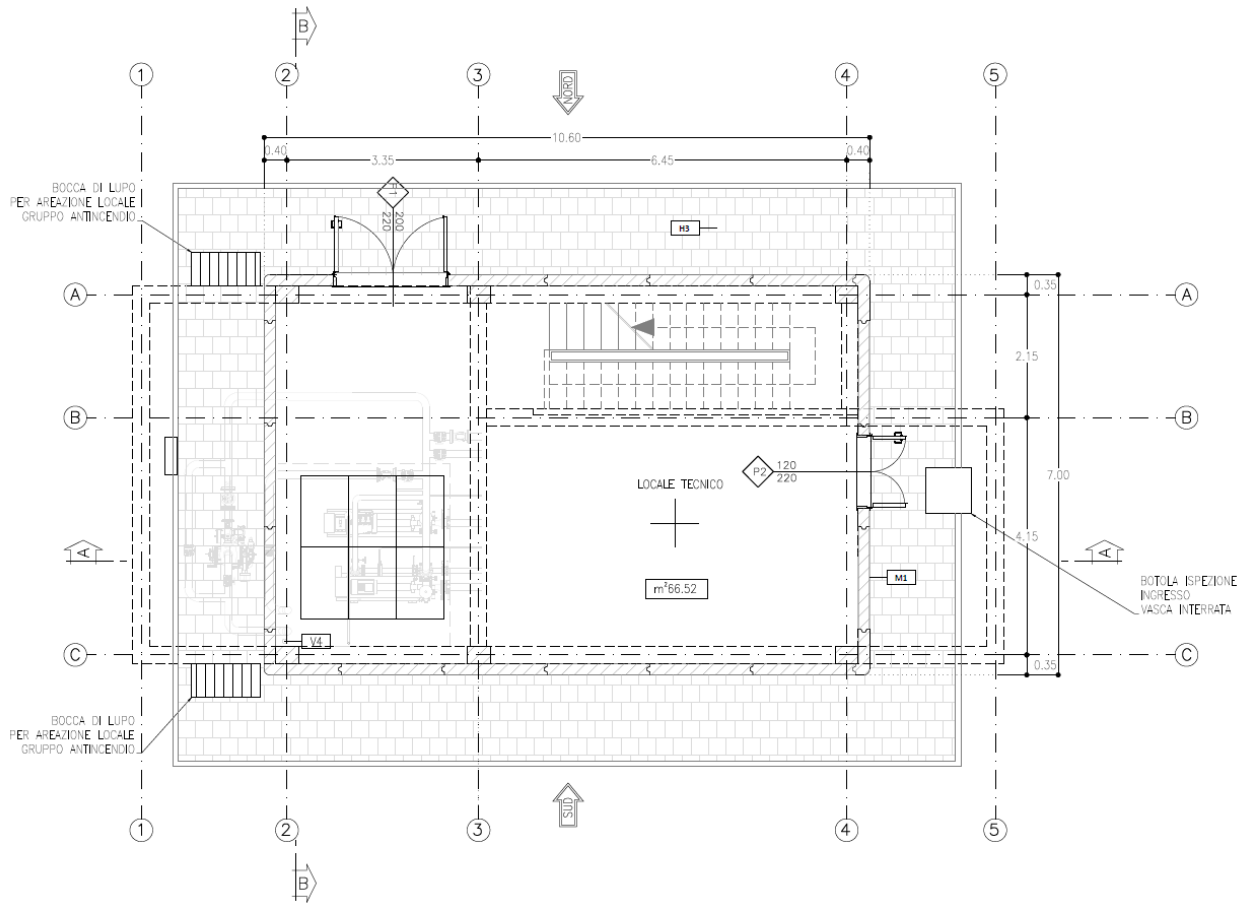


Figura 4.2 – Pianta Architettonica Piano Terra

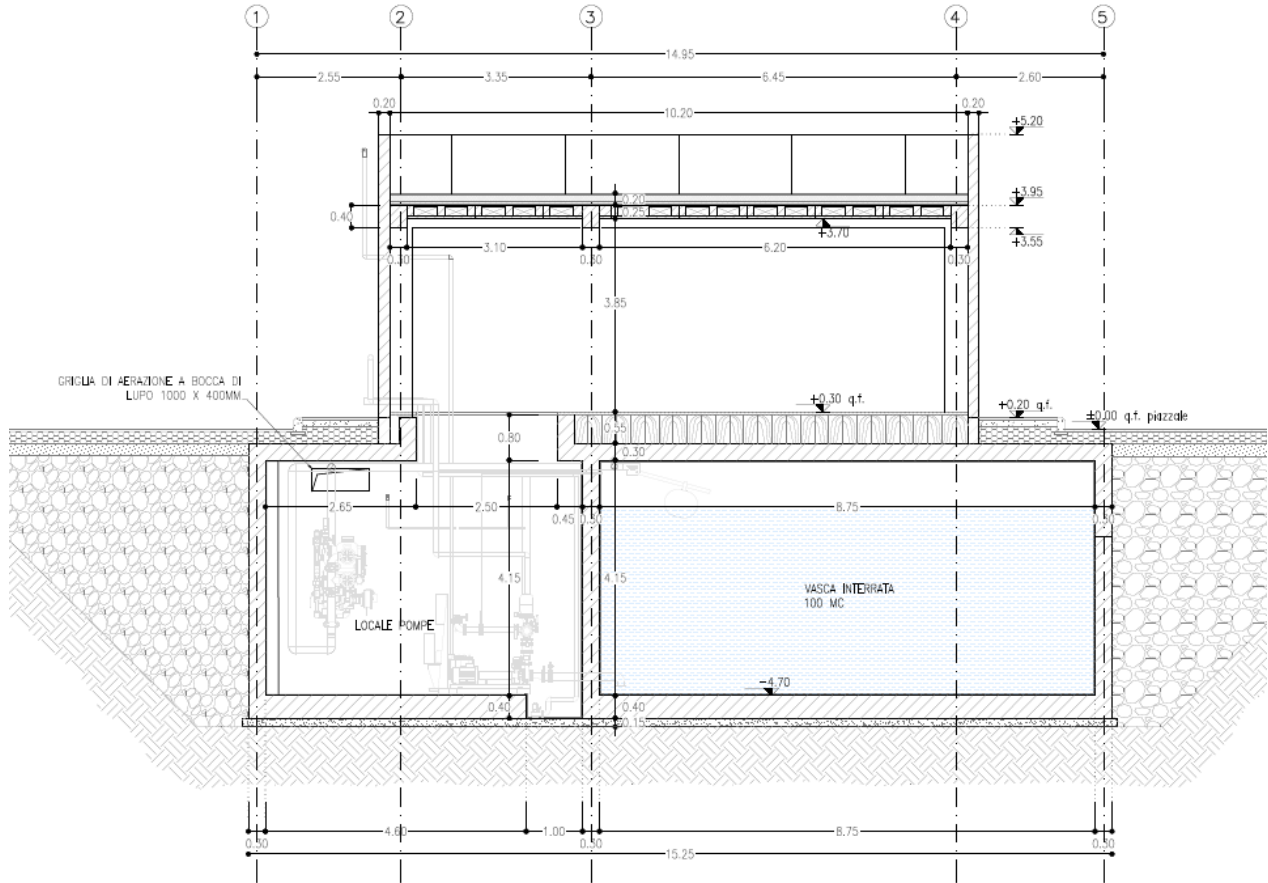


Figura 4.3 – Sezione A – A

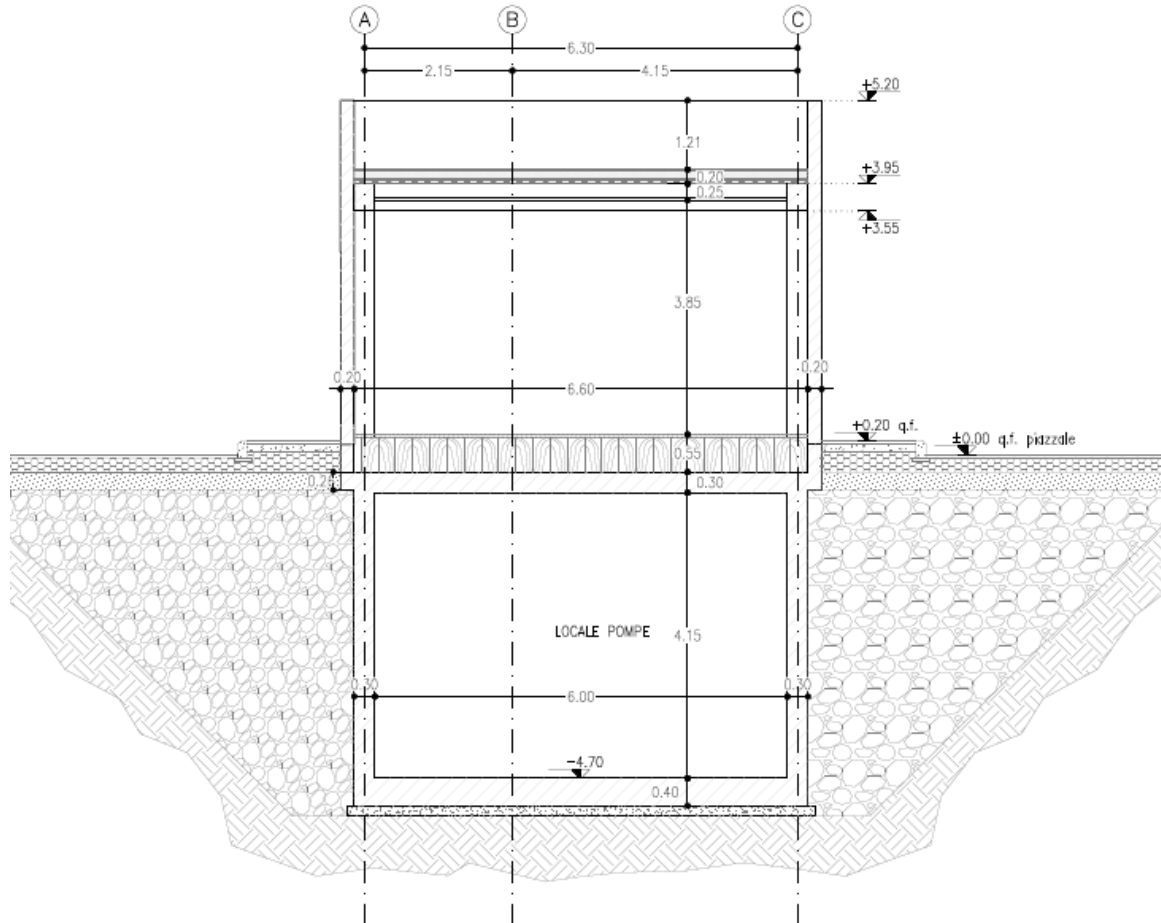



Figura 4.4 – Sezione B – B

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>15 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	15 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	15 di 241								

5 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000 versione 20.2, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6.

In particolare, vengono realizzati due distinti modelli agli elementi finiti per l'individuazione delle sollecitazioni che interessano rispettivamente la struttura in elevazione e le fondazioni del fabbricato.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo frame, scala e setti discretizzati invece con elementi bidimensionali tipo shell thin). In questo modello la fondazione non è rappresentata e i pilastri sono vincolati alla base con un vincolo di tipo incastro, mentre i nodi di base degli shell costituenti i setti sono incernierati. Le tamponature e i solai non vengono modellati direttamente, ma sono rappresentati unicamente in termini di massa; dal momento che gli orizzontamenti realizzati in cemento armato possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano (NTC 2018, § 7.2.6).

Secondo quanto suggerito dalle NTC 2018 al § 7.2.6, per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in cemento armato può essere abbattuta fino al 50%. Nel modello realizzato su SAP2000, si abbatte dunque il modulo di rigidità di tutti gli elementi strutturali della metà ($E_{prog} = 0,50 * E_{cls}$).

Data la natura monodimensionale degli elementi frame, nei collegamenti non viene tenuto conto degli effettivi ingombri degli elementi strutturali, che hanno una lunghezza reale inferiore alla distanza fra i loro nodi estremali nello schema di calcolo. È possibile risolvere questo problema assegnando a questi elementi dei End (Length) Offset che consentono di identificare un tratto di rigidità infinita intorno a ogni nodo, la cui lunghezza è calcolata in automatico dal software, sulla base della geometria degli elementi che si intersecano nel nodo stesso. In questo modo i valori massimi delle sollecitazioni delle travi in corrispondenza degli appoggi non vengono letti esattamente in asse al nodo ma a una distanza che corrisponde a metà dell'altezza della sezione del pilastro convergente nel nodo stesso.

Nel secondo modello viene invece rappresentata la platea di fondazione, modellata con elementi tipo shell e poggiate su suolo elastico la cui costante di Winkler è assunta pari a $k_v = 61.073 \text{ kN/m}^3$ in direzione verticale e $k_h = 20.358 \text{ kN/m}^3$ in direzione orizzontale.

Su tale platea, oltre ai carichi agenti al piano terra del fabbricato, vengono applicate anche le reazioni di base dei pilastri ottenute dal modello della struttura in elevazione per ognuna delle combinazioni di carico considerate, cambiate di segno. Tenendo conto delle indicazioni riportate al § 7.2.5 delle NTC 2018, si assumono come azioni in fondazione trasmesse dagli elementi soprastanti, quelle derivanti dall'analisi strutturale amplificate di un $\gamma_{Rd} = 1,1$, assumendo che la struttura si trovi in Classe di Duttibilità Bassa.

Una volta lanciata l'analisi, ognuno dei due modelli può essere direttamente esportato nel software IdeaStatica, all'interno del quale vengono eseguite le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi e il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio.

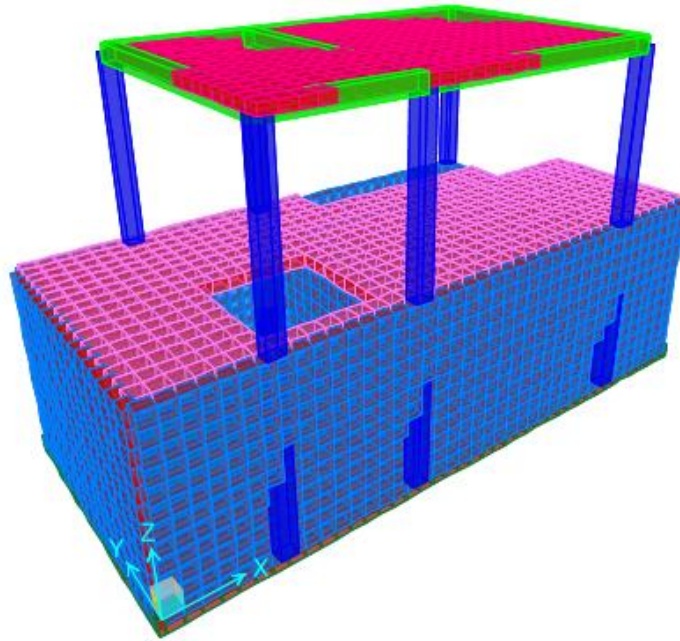


Figura 5.1 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione - elementi estrusi

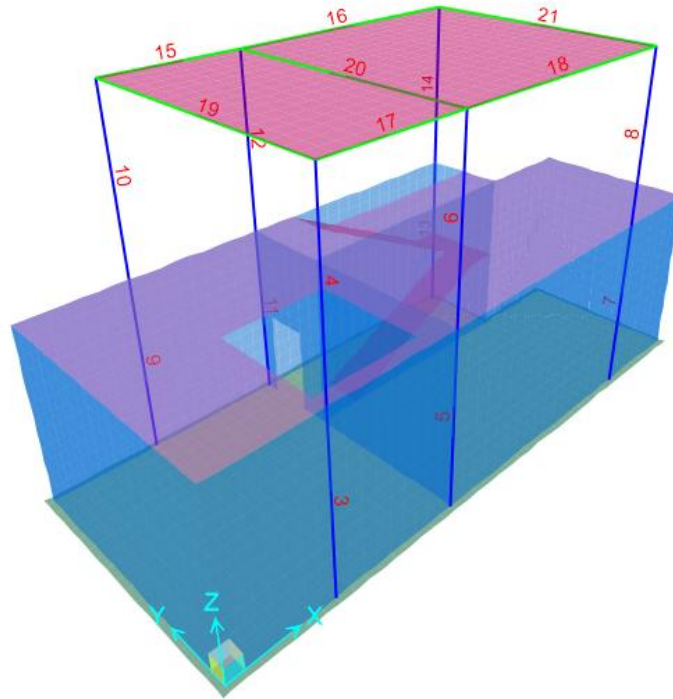


Figura 5.2 – Vista assometrica modello struttura in elevazione - numerazione elementi frame

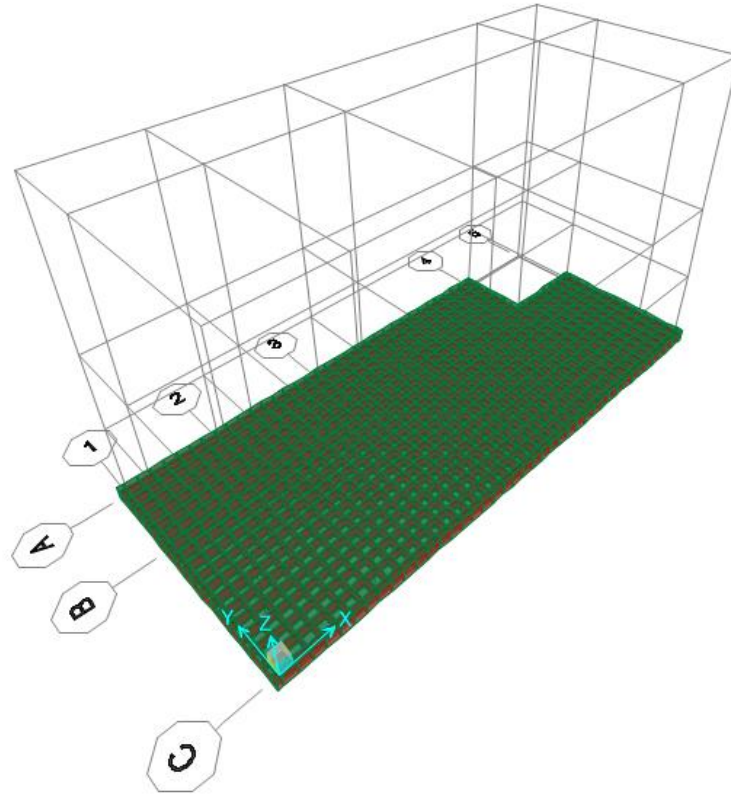


Figura 5.3 – Vista estrusa modello platea di fondazione

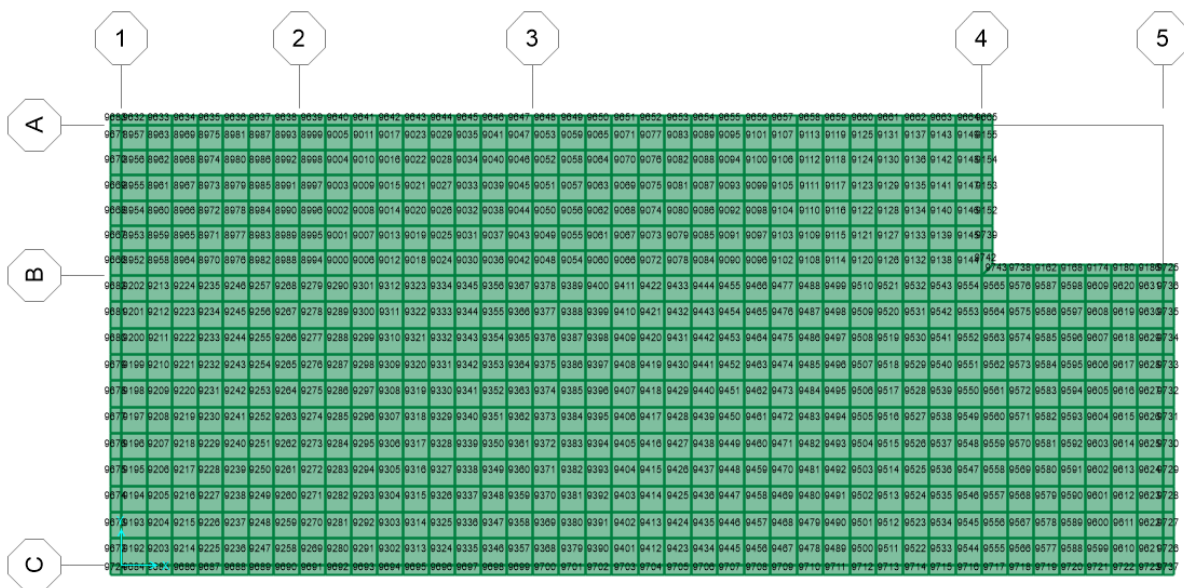


Figura 5.4 – Pianta del modello di analisi della platea di fondazione – numerazione elementi shell e frame

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

6 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC 2018, sono state considerate agenti sulla struttura diverse condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali.

Per il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stato impiegato il programma di calcolo SAP2000.

6.1 Peso Proprio degli Elementi Strutturali

Il peso degli elementi strutturali modellati (travi, pilastri, pareti, soletta della scala) viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

La soletta del piano terra è in calcestruzzo gettato in opera e con uno spessore di 30 cm. I solai di copertura vengono realizzati con lastre prefabbricate di tipo predalle, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente.

Tipologia Solaio	Spessore Strati [cm]	Spessore Totale [cm]	Peso Solaio – G_1 [kN/m ²]
Solaio di Piano	-	30	4,20
Solaio Copertura	(16+4)	20	3,20

6.2 Carichi Permanenti Non Strutturali

- Tamponatura Esterna M1

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G_2 [kN/m ²]
Intonaco e tinteggiatura	2,0	1.400	0,28
Pannello prefabbricato in calcestruzzo	6,0	2.400	1,44
Isolamento EPS	8,0	18	0,0144
Pannello prefabbricato in calcestruzzo	6,0	2.400	1,44
Intonaco civile liscio	1,5	1.400	0,21
TOTALE	22,5		3,38

Considerando che l'altezza interpiano è $H_{int} = 3,75 \text{ m}$ e assumendo uno spessore del solaio di sottotetto pari a 20 cm, si può considerare un'altezza complessiva del tamponamento esterno pari a $H_{tamp} = 3,55 \text{ m}$.

Il carico agente sulle travi di bordo può essere in definitiva assunto pari a:

$$G_{2_Tamp} = 12,00 \text{ kN/m}$$

- Solaio di Fondazione

Sulla platea di fondazione sono previste tre tipologie di pacchetti di finitura, in funzione delle diverse destinazioni d'uso dei locali, come descritto nelle tabelle seguenti:

H4 - SOLAIO A TERRA VASCA INTERRATA

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Soletta in c.a.	5	2.500	1,25
Isolamento PVC	0,2	-	-
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intonaco	1,5	1.400	0,21
TOTALE	105		2,71

H7 - SOLAIO A TERRA LOCALE POMPE

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Intonaco	1,5	1.400	0,21
Pavimentazione	3,5	1.800	0,63
TOTALE	5		0,84

H6 - SOLAIO DI SCALA

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Intonaco	1,5	1.400	0,21
Pavimentazione Flottante	45		0,80
TOTALE	46,5		1,01

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

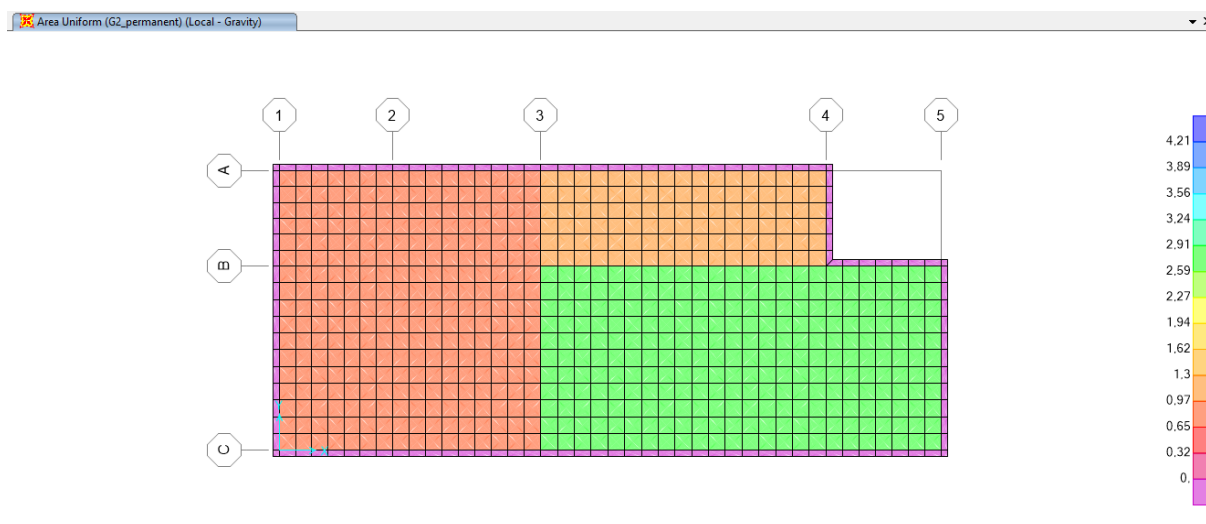


Figura 5 - Carichi G2 sulla fondazione

- Solaio Piano Primo

Sul solaio di piano primo grava esclusivamente il carico della pavimentazione flottante e dell'intonaco di intradosso, i cui valori sono esemplificati nella tabella seguente.

H2 - SOLAIO A TERRA PAVIMENTO GALLEGGIANTE E IGLOO

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Soletta in c.a.	5	2.500	1,25
Foglio separatore in polietilene			
Isolamento XPS	8	50	0,04
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intercapedine cupolex	37		0,07
Incidenza Tramezzi			1,60
TOTALE	55		4,21

Visto che sono previste soltanto due principali partizioni interne, entrambe gravanti direttamente sulle travi, il peso dei tramezzi non è assunto uniformemente distribuito sul solaio, ma computato come carico agente direttamente sulle travi interessate.

Carico Tramezzi Interni 3,50 kN/m

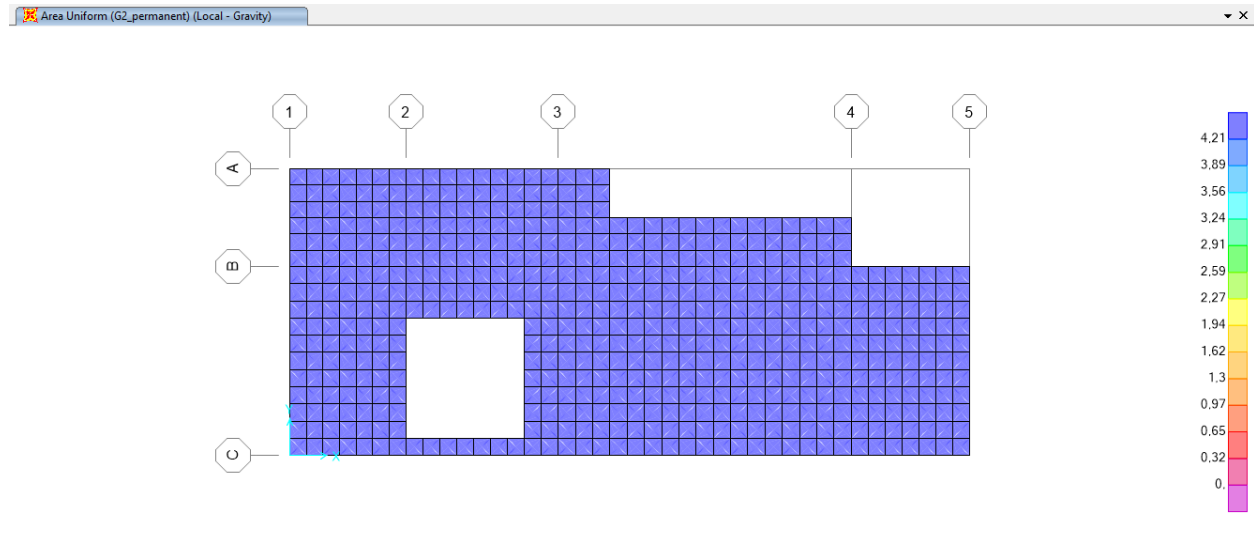


Figura 6 - Carichi G2 sulla piano primo

- Solaio di Copertura

I carichi associati alle finiture di copertura sono riassunti nella tabella seguente:

H6 - SOLAIO COPERTURA

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Manto di copertura	1,8		0,62
Guaina Impermeabilizzante	0,2	219	0,00
Massetto in cls alleggerito	6	1.200	0,72
Isolamento in EPS	12	18	0,02
TOTALE	20,0		1,36

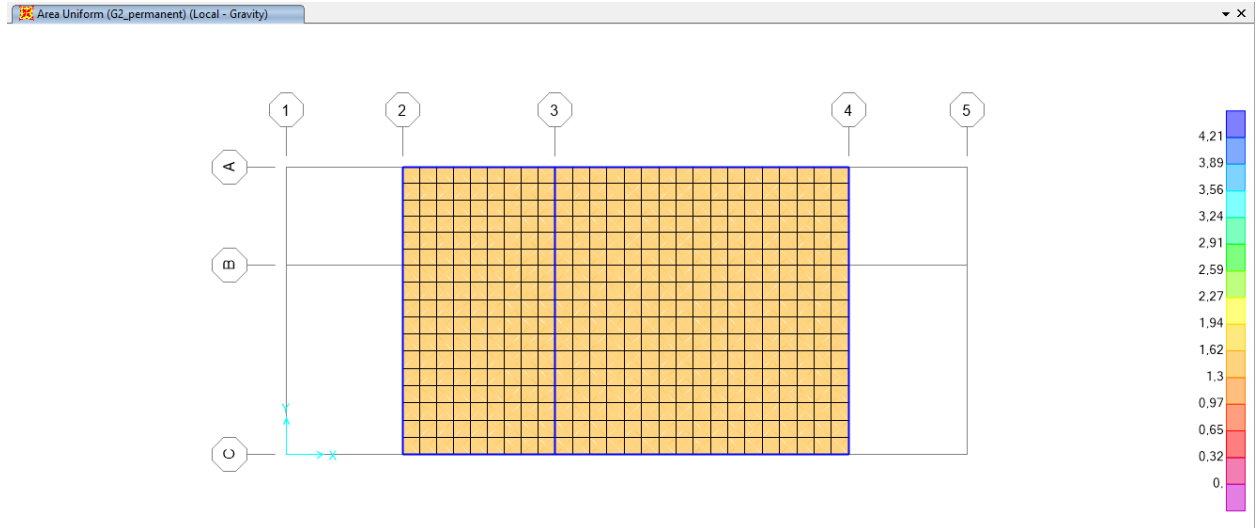


Figura 7 - Carichi G2 sulla copertura

6.3 Carichi Variabili

	Categoria	Denominazione	Q _k [kN/m ²]
Solaio di Copertura	Categoria H1 - Coperture Accessibili per sola Manutenzione	Q_H	0,5
Solaio di Piano	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso	Q_E	6
Solaio di Fondazione	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – LOCALE POMPE	Q_E	10
	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – VASCA INTERRATA	Q_E	34
Scala	Categoria C2 - Ambienti suscettibili di affollamento	Q_C	4

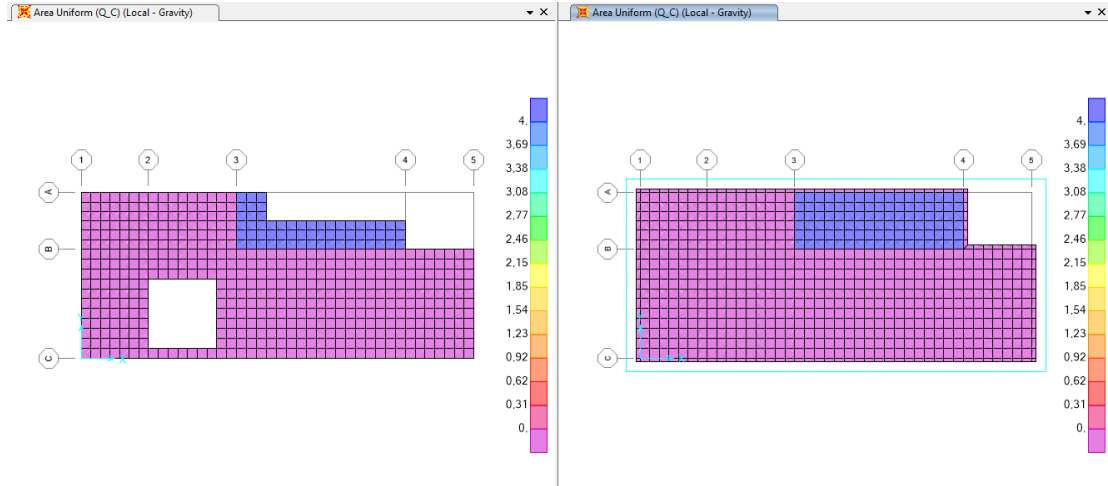


Figura 8 - Carichi Q_C sulla piano primo e fondazione

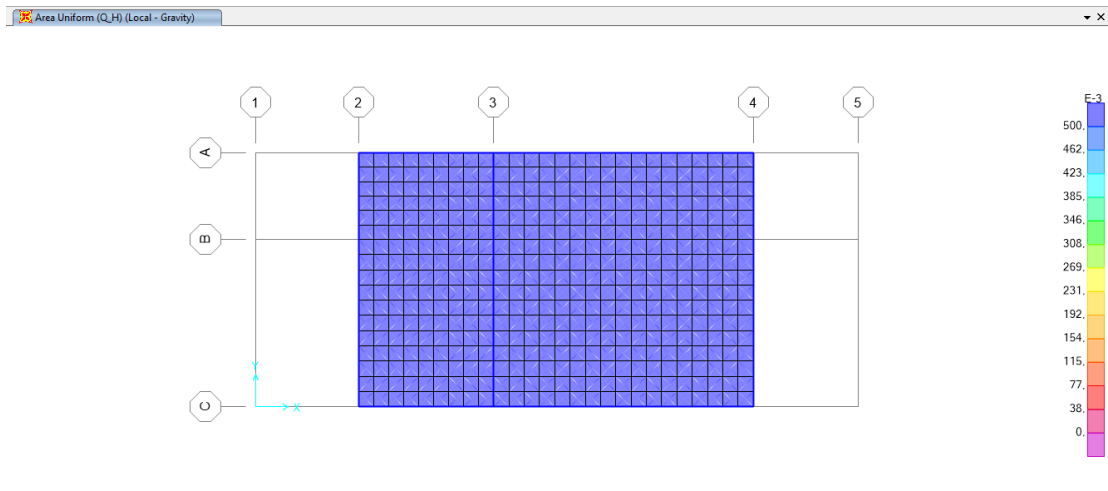


Figura 9 - Carichi Q_H sulla coptura

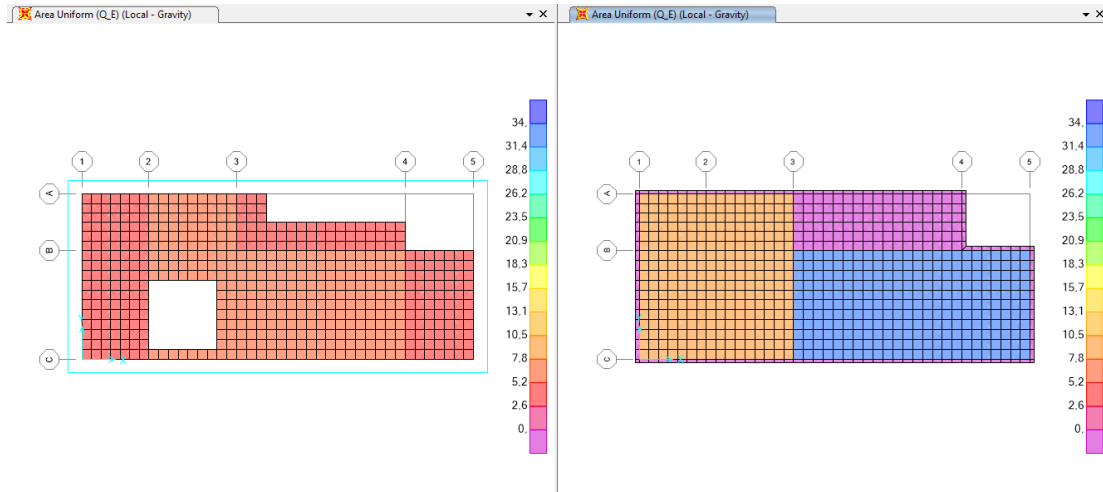


Figura 10 - Carichi Q_E sulla piano primo e fondazione

6.4 Spinta Laterale del Terrano

La spinta laterale del terreno è data dal contributo del ricoprimento ($\gamma=20$ kN/m³) e da quello del terreno a tergo dei piedritti ($\gamma=25$ kN/m³). Tali valori di peso specifico sono desunti dalla relazione geotecnica e geomeccanica generale.

Specifiche analisi geotecniche, indicano lo sviluppo di un regime di spinta di tipo attivo. Il coefficiente di spinta utilizzato, tenendo in conto dell'attrito tra struttura e terreno ma trascurando cautelativamente il comportamento coesivo del terreno, risulta pari a:

I caratteristici del riempimento usato sono:

- peso di volume $\gamma = 20$ kN/mc;
- angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0,0$ kPa

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 1 - \text{sen}(35^\circ) = 0,426$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta sup. } P_1 = H_1 * K_0 * \gamma = 0,3 \text{ m} * 0,426 * 20 \text{ kN/m}^3 = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spinta sinistra in asse a soletta inf. } P_2 = H_2 * K_0 * \gamma = 4,80 \text{ m} * 0,426 * 20 \text{ kN/m}^3 = 40,90 \text{ kN/m}^2$$

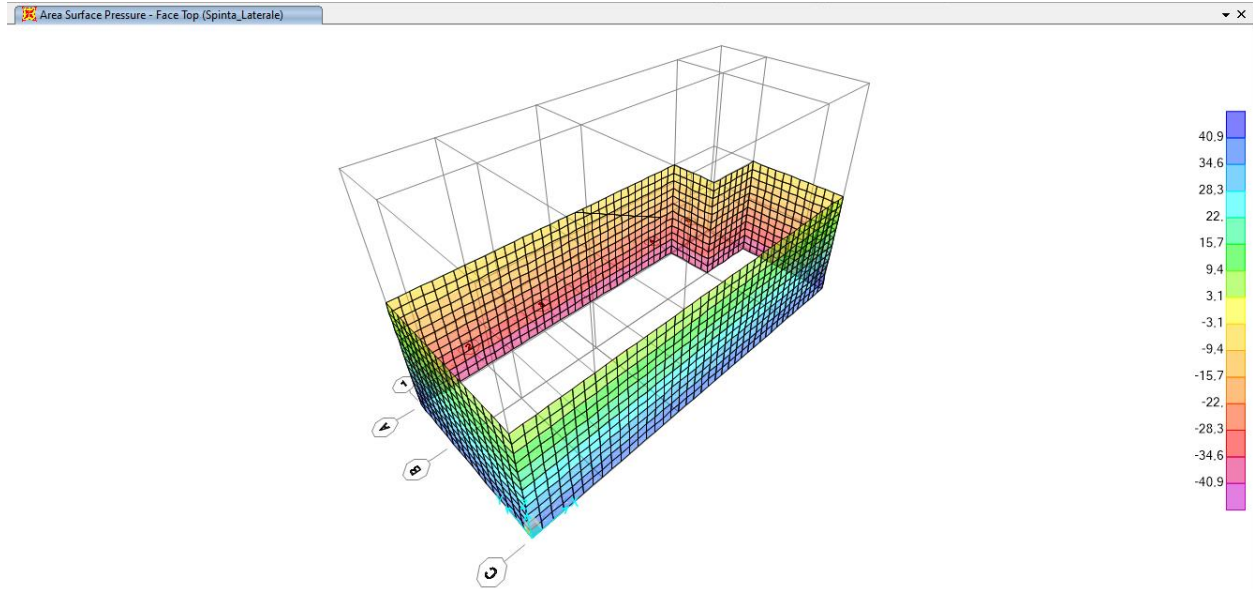


Figura 11 - Spinta Laterale del Terrano

6.5 Spinta del Terrano in Fase Sismica

Spinta Del Terreno in Fase Sismica						
γ_{fill}	20,00	kN/m ³				
Fill Height	0,3					
Orizzontali →			Verticale ↓			
SLD	1,65278		$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kh_{SLD}$	SLD	0,0031	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kv_{SLD}$
SLV	3,44241		$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kh_{SLV}$	SLV	0,0105	$(\gamma_{fill} * H_{total}^2 / H_{model}) * kv_{SLV}$

Figura 12 – Carichi Sismici (Terrano)

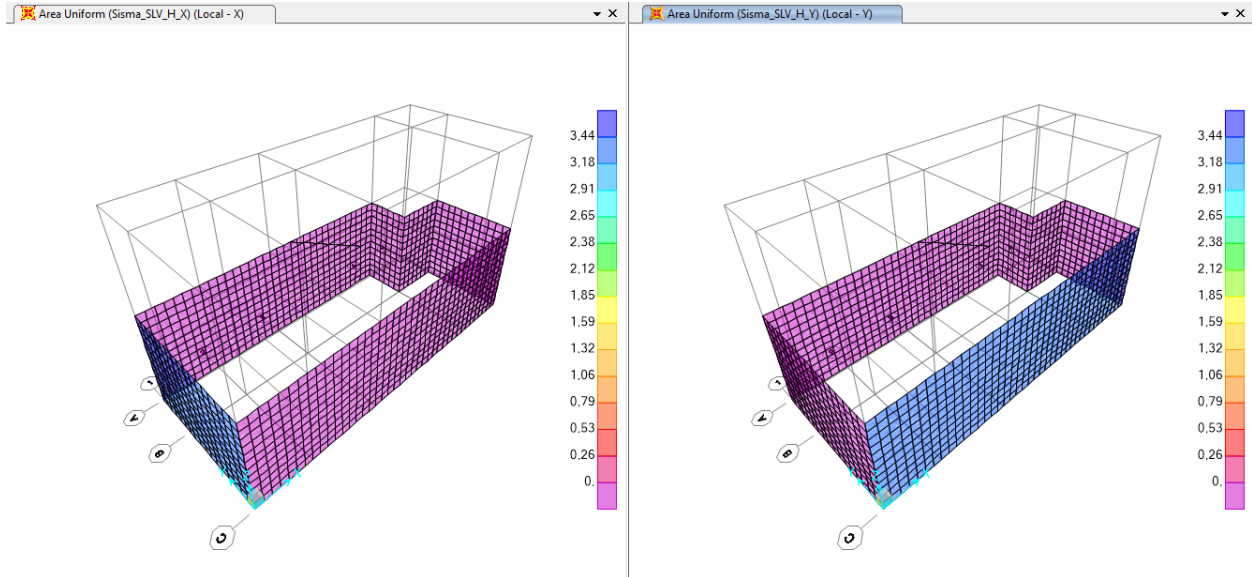


Figura 13 - Spinta del Terrano in Fase Sismica (SLV)

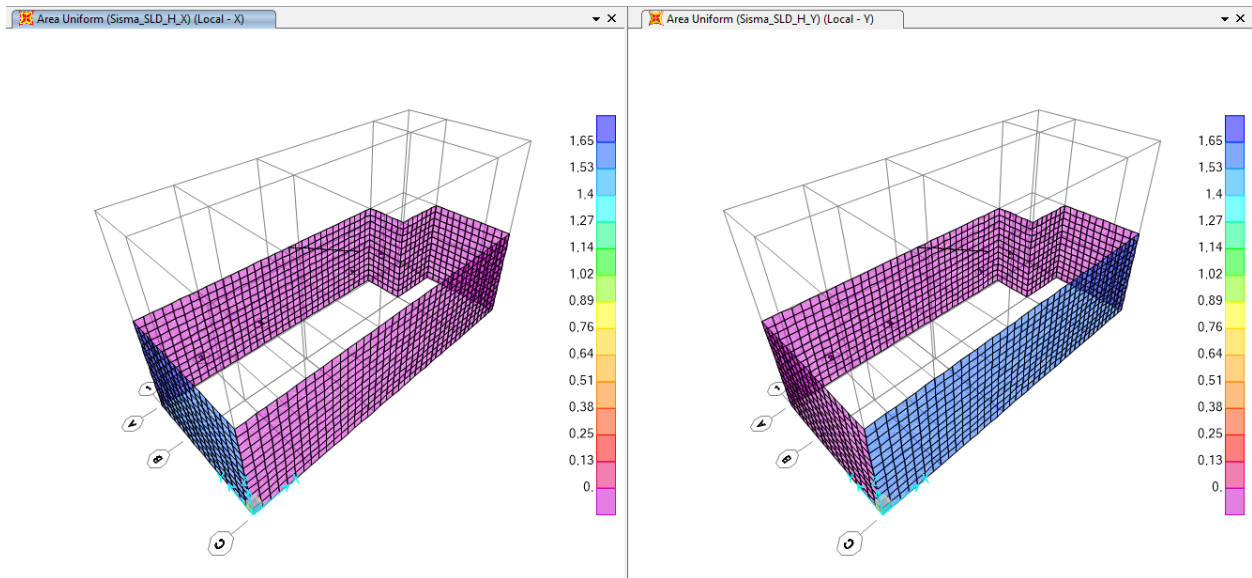



Figura 14 - Spinta del Terrano in Fase Sismica (SLD)

	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>28 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	28 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	28 di 241								

6.6 Azione della Neve

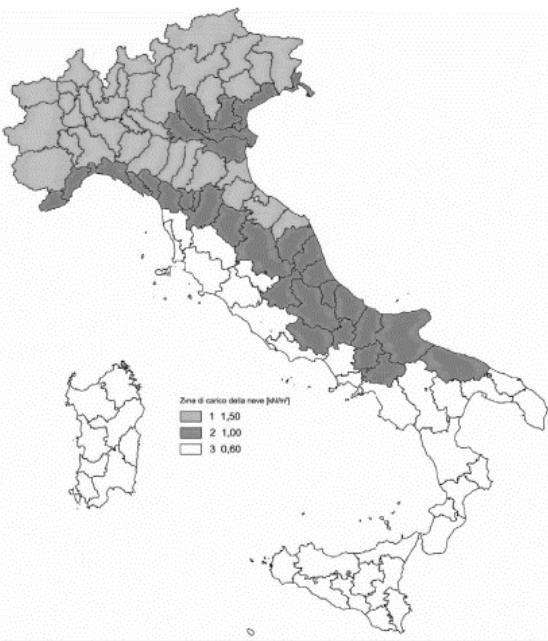
L'azione della neve è stata valutata in conformità alle prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

Regione: Emilia-Romagna Provincia: Parma Comune: Parma

CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Descrizione	
<p>Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:</p>	
$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (NTC\ 18 - 3.4.1)$	
Dove;	
q_{sk}	è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;
μ_i	è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;
C_E	è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;
C_t	è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Valore di Riferimento del Carico della Neve al Suolo (q_{sk}):

Descrizione	
<p>In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.</p>	
	

Determinazione della neve al suolo

Selezione della zona:

Zone I - Mediterranean

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesa-ro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

Elevazione (a_s):

60,00 m

$a_s \leq 200$ m

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s / 602)^2] \text{ kN/m}^2$$

(NTC 18 - 3.4.3)

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di Forma Delle Coperture (μ_1):

Descrizione

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

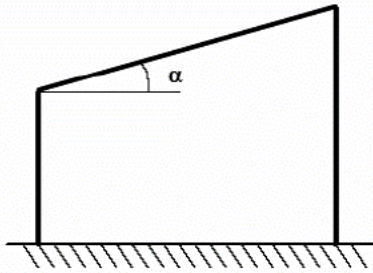
Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

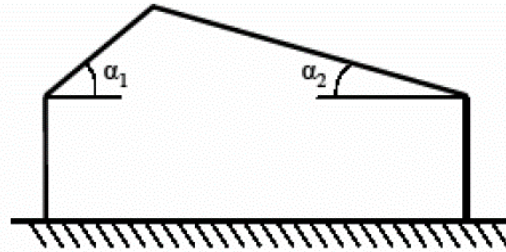
Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

Determinazione del Coefficiente di Forma Delle Coperture



(A)



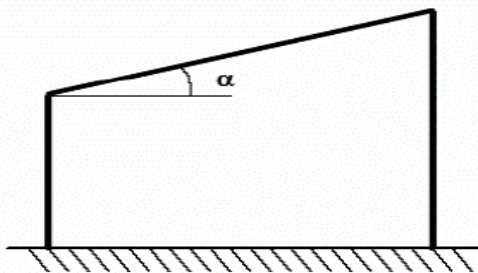
(B)

Tipo di Copertura: **A. Copertura ad Una Falda**

$\alpha = 0,0^\circ$

$\mu_1(\alpha) = 0,80$ (NTC 18 - 3.4.3.2)

Esistenza di parapetti, barriere ecc.



Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2.

Fig. 3.4.2

Coefficiente di Esposizione (C_E):

Descrizione

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

(NTC - 3.4.4)

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai Venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Determinazione del coefficiente di esposizione

Topografia:

Normale

→

$C_E =$

1,0

Coefficiente Termico (C_t):

Descrizione

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

(NTC - 3.4.5)

Determinazione del Coefficiente Termico

Coef. Termico:

Predefinito

→

$C_t =$

1,0

Carico della Neve Sulle Coperture (q_s):

Riassunto dei Parametri Calcolati

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (NTC 18 - 3.4.1)$$

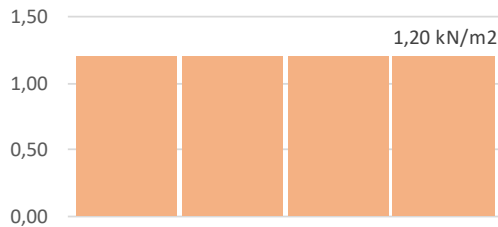
- Carico della Neve al Suolo $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

- Coefficiente di Forma $\mu_1 (\alpha) = 0,80$

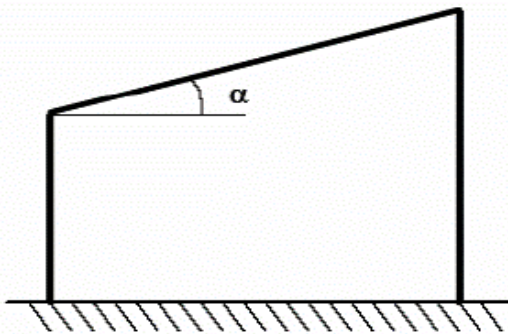
- Coefficiente di Esposizione $C_E = 1,0$

- Coefficiente Termico $C_t = 1,0$

Determinazione dei carichi di neve applicabili



$q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$



Le azioni della neve sulla copertura sono riassunte come segue:

Carico Neve $Q_{k_Neve} = \mu_1(\alpha) q_{sk} c_E c_t = 1,20 \text{ kN/m}^2$

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	33 di 241

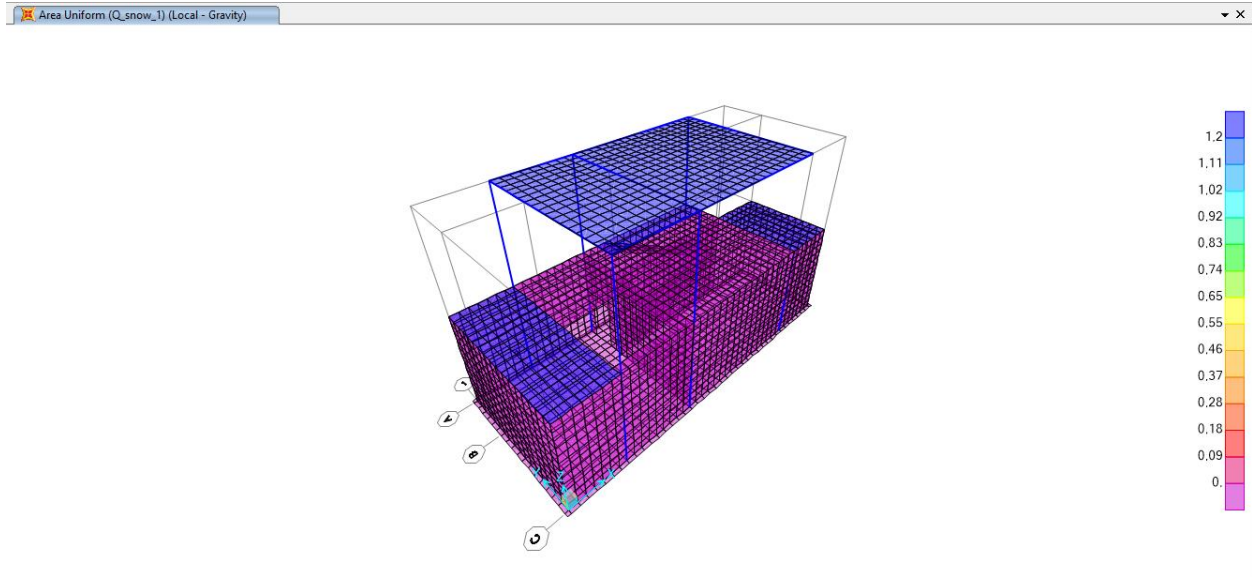


Figura 15 - Azione della Neve

6.7 Azione del Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

Regione: Emilia-Romagna Provincia: Parma Comune: Parma

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0,015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			60
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25,000
α_R (T_R)			1,03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,981

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	421,88
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

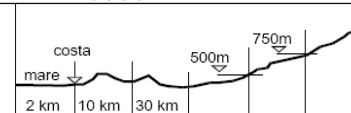
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

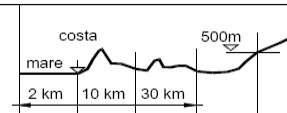
Coefficiente di esposizione

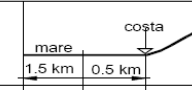
Classe di rugosità del terreno

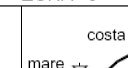
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

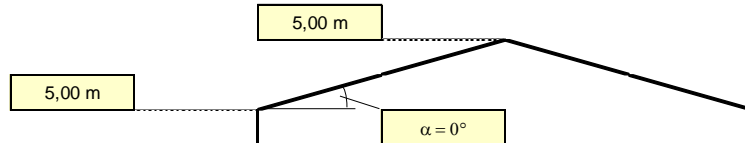
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
2	B	60

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

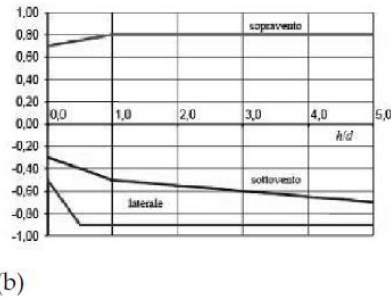
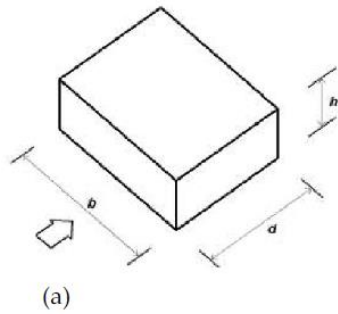
$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0,22	0,3	8	1

z [m]	c _e
z ≤ 8	1,634
z = 5	1,634
z = 5	1,634



Global C_{pe} for Vertical Walls (Direzione X)



b = 7,0 m
d = 10,6 m
h = 5,0 m

X direzione:

h / d = 0,472

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: C_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: C_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1: C_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: C_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: C_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: C_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: C_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: C_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

	Front Face C_{pe} :	Back Face C_{pe} :	Side Faces C_{pe} :
X →	0,75	-0,39	-0,88
	Front Face Loads :	Back Face Loads :	Side Faces Loads :
0,69 kn/m ² →	0,52 kn/m ²	-0,27 kn/m ²	-0,60 kn/m ²

Global C_{pe} for Flat Roofs (Direzione X)

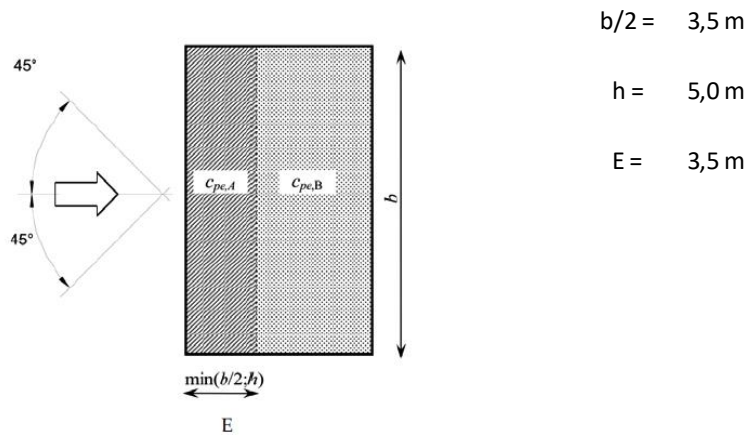


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

$C_{pe} A$

-0,80

Loads 1:

0,69 kn/m² → -0,55 kn/m²

$C_{pe} B$

-0,20

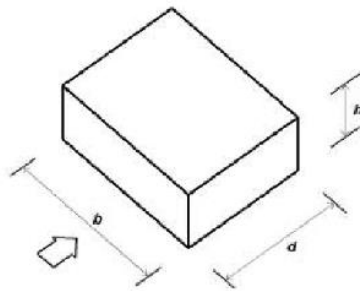
0,20

Loads 2:

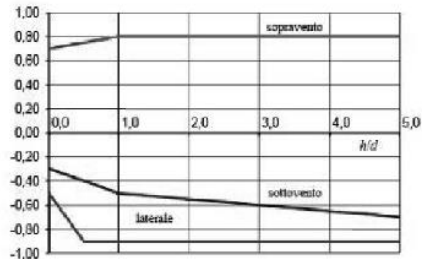
-0,14 kn/m²

0,14 kn/m²

Global C_{pe} for Vertical Walls (Direzione Y)



(a)



(b)

b = 10,6 m

d = 7,0 m

h = 5,0 m

Y direzione:

h / d = 0,714

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Front Face C_{pe} :

X → 0,77

Back Face C_{pe} :

-0,44

Side Faces C_{pe} :

-0,90

Front Face Loads :

0,69 kn/m2 → 0,53 kn/m2

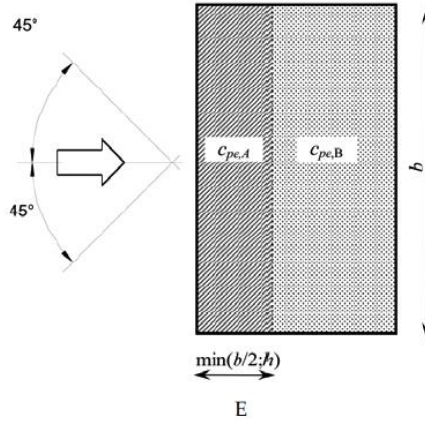
Back Face Loads :

-0,31 kn/m2

Side Faces Loads :

-0,62 kn/m2

Global C_{pe} for Flat Roofs (Direzione Y)



$$b/2 = 5,3 \text{ m}$$

$$h = 5,0 \text{ m}$$

$$E = 5,0 \text{ m}$$

Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

$C_{pe} A$

-0,80

$C_{pe} B$

-0,20

0,20

Loads 1 :

Loads 2:

0,69 kn/m² → -0,55 kn/m²

-0,14 kn/m²

0,14 kn/m²

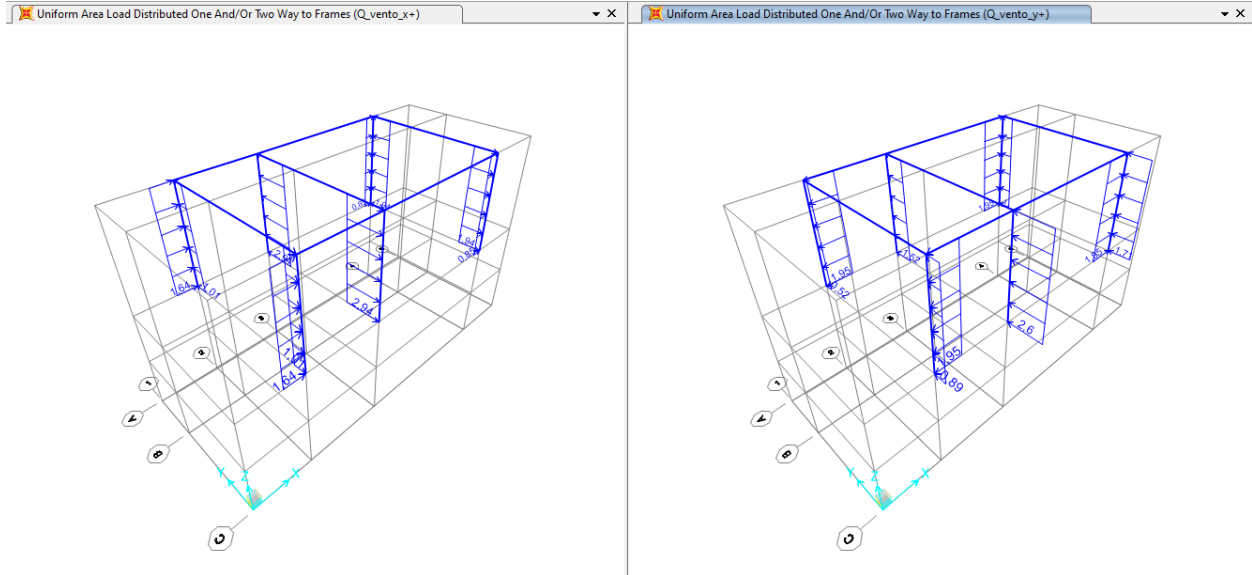


Figura 16 - Distribuzione del carico del vento alle pilastri

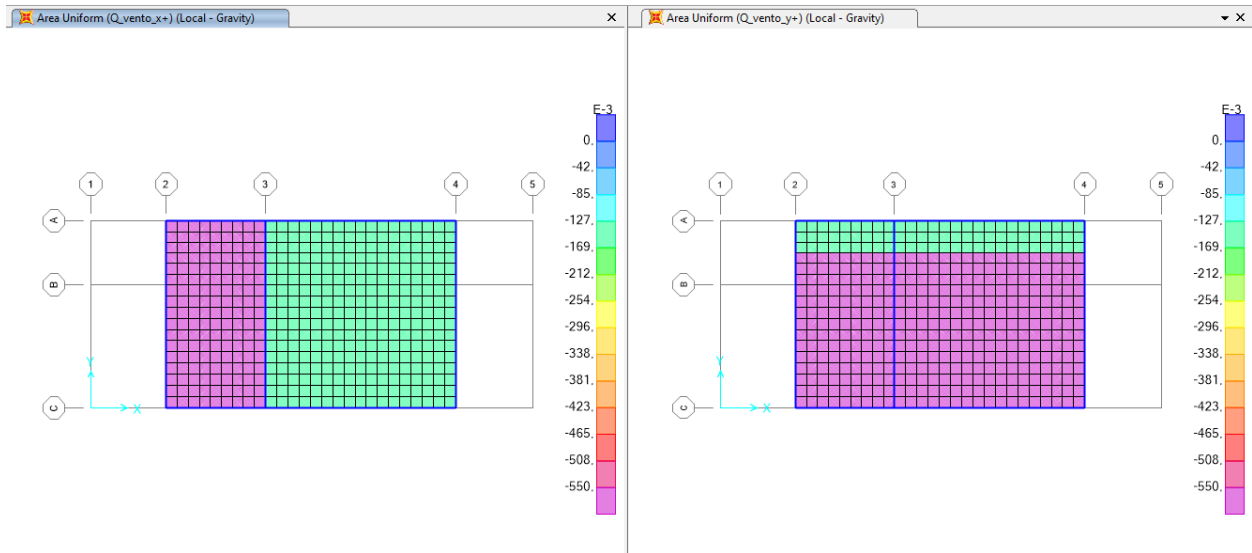


Figura 17 - Carichi di vento sul copertura

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>41 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	41 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	41 di 241								

6.8 Azione Termica

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 3.5.5, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente uniforme di variazione termica ΔT_u , esprimibile come segue:

$$\Delta T_u = T - T_0$$

in cui:

T = Temperatura media attuale

T_0 = Temperatura iniziale alla data della costruzione T_0 .

Il valore di ΔT_u può essere ricavato dalla Tabella 3.5.II della stessa norma e per costruzioni in cemento armato protette può essere assunto pari a $\pm 10^\circ\text{C}$. Per tener conto del fatto che questo fenomeno avviene in modo prolungato nel tempo e sarà quindi soggetto all'effetto della viscosità del calcestruzzo, per la valutazione delle sollecitazioni indotte sulla struttura si abbatta il modulo elastico a un terzo del valore medio.

Tuttavia, l'edificio in esame è caratterizzato da un regime di temperatura interna particolare: la maggior parte degli ambienti è infatti caratterizzata dalla presenza di apparati che da un lato sono responsabili di elevati carichi termici e dall'altro, trattandosi di macchinari a range esteso, sono in grado di operare a temperature molto elevate. Per questo, quasi tutti gli ambienti non sono dotati di impianto di condizionamento ma solo di un sistema di ventilazione forzata che garantisce il ricambio dell'aria interna.

Alla luce di queste considerazioni, viste le elevate dispersioni termiche di cui sono responsabili questi macchinari, si ipotizza che la temperatura degli ambienti interni oscilli intorno a un valore medio di 25°C , con punte massime estive di 45°C e minime invernali di 15°C . Sulla base di questa ipotesi, per l'edificio in esame la variazione stagionale di temperatura può essere considerata la seguente:

$$\text{Periodo Estivo} \quad 45^\circ\text{C} - 25^\circ\text{C} \quad = \quad +20^\circ\text{C}$$

$$\text{Periodo Invernale} \quad 15^\circ\text{C} - 25^\circ\text{C} \quad = \quad -10^\circ\text{C}$$

Questi sono i valori assunti come riferimento per la valutazione delle azioni termiche agenti sulla struttura, poiché risultano più restrittivi rispetto a quelli generali prescritti dalla norma. Anche in questo caso, trattandosi di un fenomeno lento, i suoi effetti potranno essere considerati abbattendo il modulo elastico del calcestruzzo a un terzo del valore medio.

L'effetto di queste variazioni termiche è stato valutato in un modello di analisi realizzato ad hoc, nel quale non sono stati inseriti vincoli di piano rigido in corrispondenza degli implacati, in modo da consentire agli elementi strutturali di deformarsi sotto l'azione delle variazioni termiche.

I risultati ottenuti dall'analisi della struttura soggetta alla sola azione termica sono riportati nella tabella seguente:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

$\Delta T = + 20^{\circ}\text{C}$

Travi	Nasce Sforzo Normale di Compressione, che ha un effetto benefico sugli elementi strutturali ed è pertanto trascurabile ai fini del loro dimensionamento
Pilastri	<p>Nascono Momenti Flettenti con valori massimi di circa 40 kNm. È tuttavia necessario sottolineare che, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, le azioni indotte dalle variazioni termiche si combinano con le altre azioni gravanti sulla struttura solo nelle Combinazioni di Carico SLU, poiché assumono valore nullo in combinazione sismica, essendo $\psi_2(\Delta T) = 0$. Un incremento dei momenti flettenti agli SLU non risulta tuttavia rilevante per il dimensionamento dei pilastri, che per questo Stato Limite sono caratterizzati da rapporti D/C di circa 0,3, e per i quali la combinazione di carico dimensionante è sempre la combinazione sismica SLV, nella quale si registrano momenti flettenti massimi e sforzi normali minimi.</p>

$\Delta T = - 10^{\circ}\text{C}$

Travi	<p>Nasce Sforzo Normale di Trazione con valori massimi di circa 25 kN. Uno sforzo Normale di questa entità richiede un incremento di armatura di circa $65 \text{ mm}^2 (= 25.000/391,30)$, corrispondenti a circa il 4% dell'area totale di armatura tesa presente nelle sezioni maggiormente sollecitate (4 ϕ 24 in appoggio nelle travi di spina). Visto il basso incremento richiesto, si assume trascurabile l'effetto di tale azione ai fini del dimensionamento delle travi del telaio strutturale.</p>
Pilastri	<p>Nascono Momenti Flettenti con valori massimi di circa 20 kNm. Valgono le considerazioni espone per la variazione termica $\Delta T = + 20^{\circ}\text{C}$.</p>

Alla luce di quanto riportato nella tabella, si decide di trascurare il contributo delle variazioni termiche stagionali ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali.

6.9 Azione Sismica

Nell'analisi dinamica lineare di un edificio soggetto a sisma l'azione sismica è rappresentata dallo spettro di risposta di progetto. La definizione di quest'ultimo avviene direttamente all'interno del software SAP2000, il quale fornisce gli spettri di risposta di riferimento per la verifica allo SLO, SLD e SLV, determinati conformemente a quanto prescritto dalla norma.

Per fornire gli spettri richiesti, il software richiede l'inserimento di alcuni parametri caratteristici della struttura in esame e del sito in cui si trova. In particolare, oltre alle coordinate geografiche, il programma richiede di specificare la Vita Nominale V_N dell'edificio e il suo Coefficiente d'Uso C_U , al fine di poter calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U$

La **Vita Nominale** V_N dell'edificio può essere desunta dalla Tabella 2.4.I delle NTC 2018 (Figura 6.18), e, nel caso in esame, trattandosi di opere civili a servizio di linee tradizionali con velocità convenzionale $< 250 \text{ km/h}$, assume valore pari a 75 anni.

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

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

Figura 6.18 – NTC 2018, Vita Nominale degli edifici

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>43 di 241</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	43 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	43 di 241								

Il valore del Coefficiente d’Uso C_U varia in relazione alla **Classe d’Uso** dell’edificio, come riportato nella Tabella 2.4.II delle NTC 2018 (Figura 6.19). Le NTC 2018 prevedono quattro diverse Classi d’Uso; per il Vasca Antincendio si fa riferimento alla *Classe IV* “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità”, alla quale corrisponde un Coefficiente d’Uso C_U pari a 2.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

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

Figura 6.19 – NTC 2018, Coefficiente d’Uso degli edifici

È inoltre necessario precisare la **Categoria di Sottosuolo** e la **Categoria Topografica** cui appartiene il sito in esame; queste informazioni sono reperibili dalla relazione geotecnica, che prescrive l’assunzione di una Categoria di Sottosuolo C e una Categoria Topografica T₁.

Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto è inoltre necessario specificare il Fattore di Struttura, per il quale si assume il valore $q = 3.3$ ($3,0 \times \alpha_u/\alpha_1$) per il caso SLV.


Si assume inoltre che la struttura si trovi in Classe di Duttività Bassa (“CDB”).

$$q_{lim} = q_0 \times K_R$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo *SLV*, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD“A”	CD”B”
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Per gli edifici a un piano il valore α_u/α_1 è accettato come 1,1.

$$K_r=1$$

$$q_{lim}=q_0 \times K_r$$

$$q_{lim}=3 \times (\alpha_u/\alpha_1) \times K_r$$

$$q_{lim}=3,3$$

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Infine, è necessario specificare anche lo Stato Limite di analisi, poiché lo spettro di risposta varia in relazione allo Stato Limite considerato. In particolare, per le analisi richieste, è necessario individuare lo spettro di risposta all'SLO, all'SLD e all'SLV.

S Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition



Function Name

Function Damping Ratio

Parameters

ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
 ag, F0 and Tc* - by Island
 ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,0872
0,128	0,2167
0,384	0,2167
0,484	0,1719
0,584	0,1425
0,684	0,1216
0,784	0,1061
0,884	0,0941

Function Graph

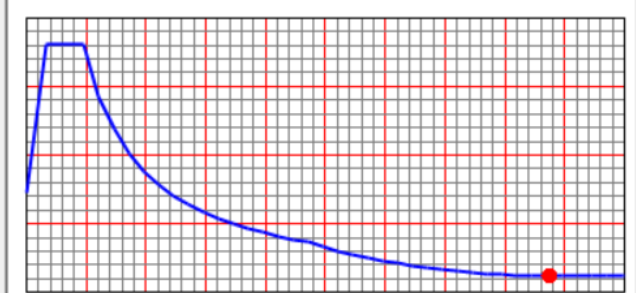



Figura 6.20 - Spettro di Risposta definito all'interno di SAP2000 per la località di Parma allo SLO

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>46 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	46 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	46 di 241								

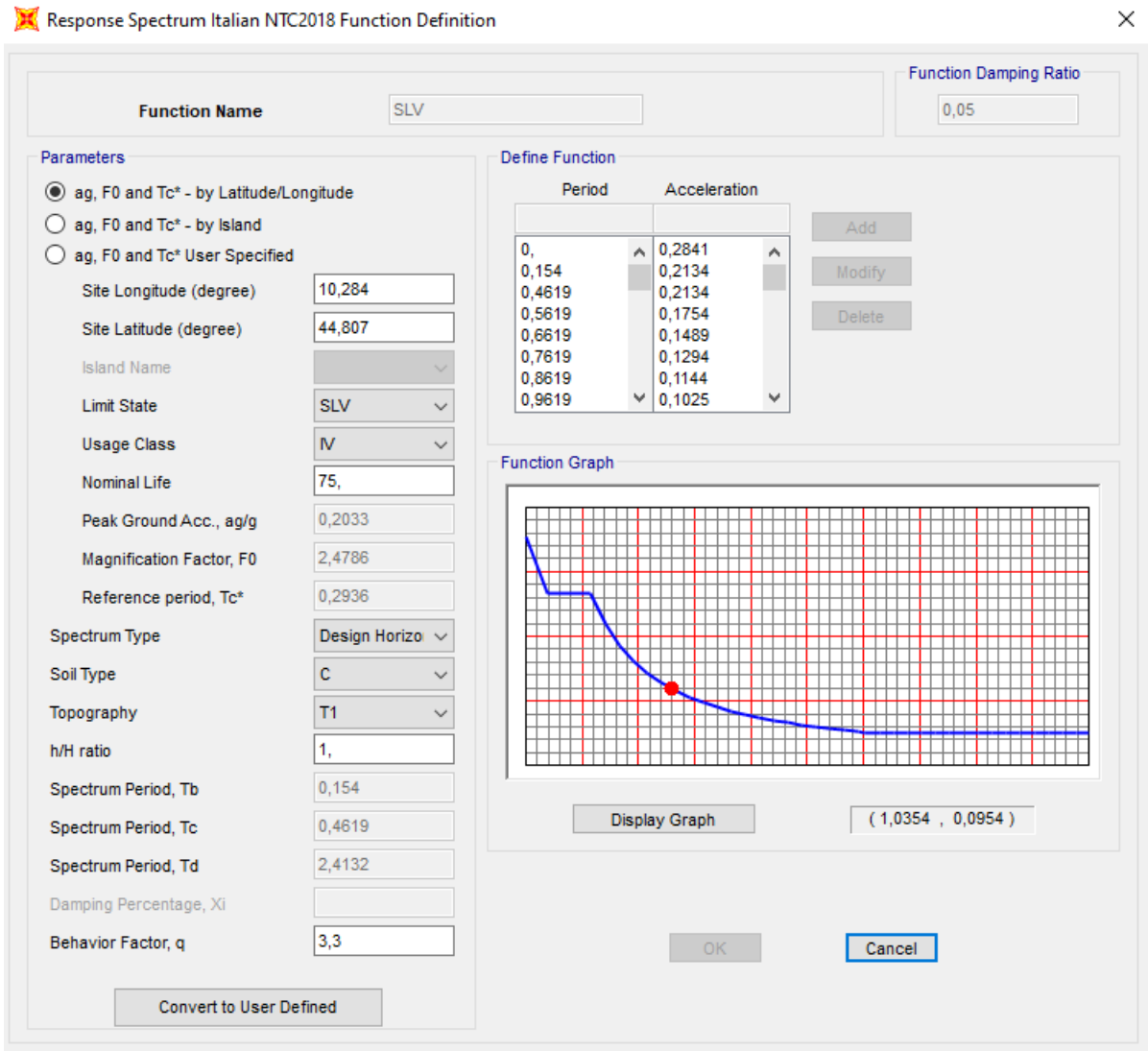


Figura 6.21 – Spettro di Risposta definito all’interno di SAP2000 per la località di Parma allo SLV

Per quanto riguarda la valutazione dello spettro all’SLD, è necessaria un’ulteriore precisazione. Infatti, secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.7.1, per le costruzioni di Classe IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* e attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali. Per questo in questa sede per la valutazione dello spettro corrispondente all’SLD, si imposta un valore fittizio del fattore di struttura $q=1,5$, corrispondente a $\eta = 2/3$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>47 di 241</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	47 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	47 di 241								

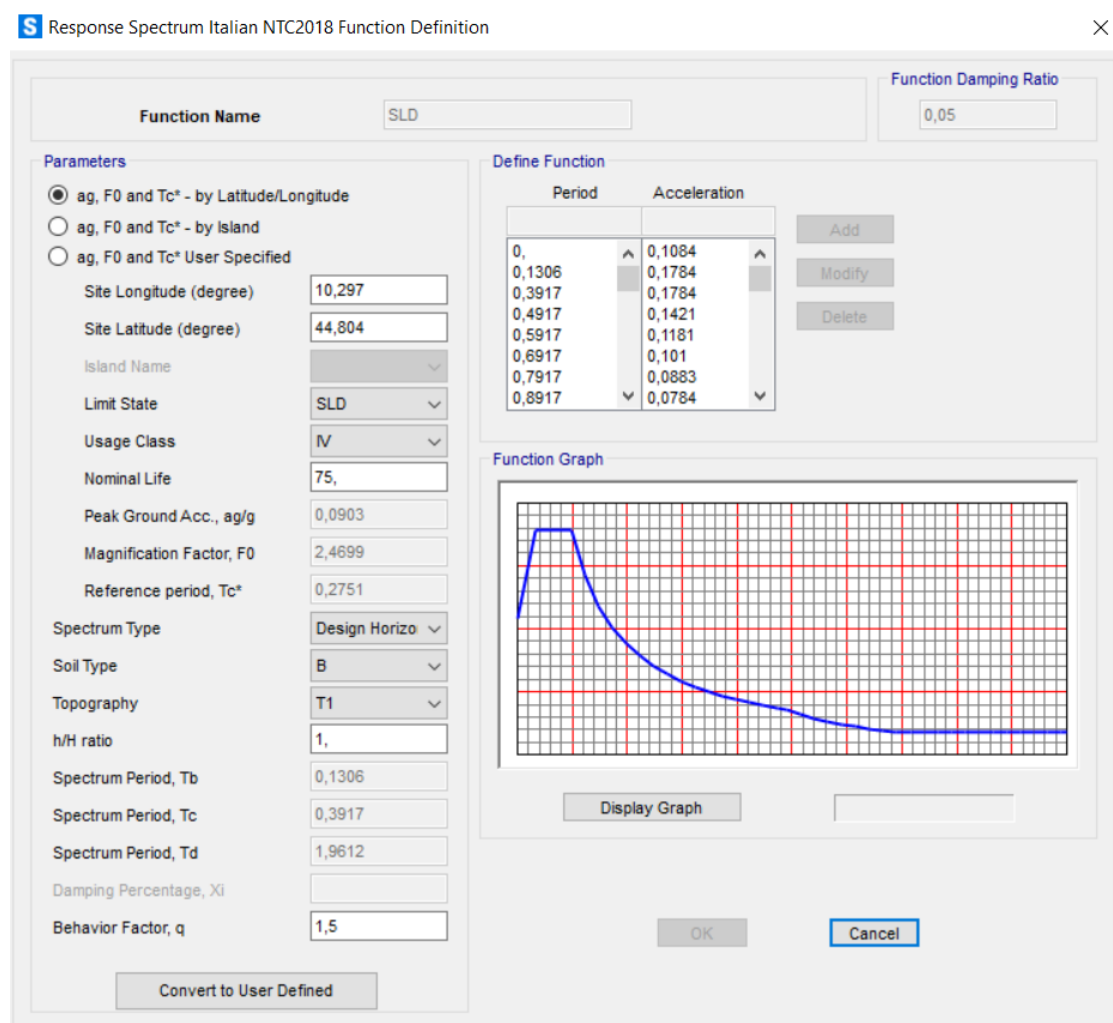



Figura 6.22 - Spettro di Risposta definito all'interno di SAP2000 per la località di Parma allo SLD

Per eseguire un'analisi con spettro di risposta su SAP2000, una volta definite le funzioni spettro, è necessario creare un nuovo Load Case di tipo Response Spectrum, impostando come modal combination l'opzione CQC, inserendo nei carichi applicati la funzione Spettro allo SLV appena creata e impostando come tipo di carico l'accelerazione U1 con fattore di scala 9,81, poiché i valori di accelerazione riportati nello spettro sono normalizzati rispetto all'accelerazione di gravità g. Secondo quanto richiesto dalle NTC 2018, è necessario introdurre all'interno del modello le eccentricità delle azioni; infatti, al § 7.2.6 la normativa prescrive la necessità di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale, per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché delle incertezze nella localizzazione delle masse. Questa operazione è fatta direttamente in questa fase, assegnando all'opzione "Eccentricity Ratio" il valore 0,05. Il caso di carico così creato rappresenta il sisma agente in direzione x allo SLV. Si prosegue in modo analogo creando in tutto 6 differenti Load Cases: SLO_Ex, SLO_Ey, SLD_Ex, SLD_Ey, SLV_Ex, SLV_Ey, che verranno combinati con le altre azioni verticali, secondo quanto prescritto dalla combinazione sismica definita dalla normativa e descritta al prossimo paragrafo.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$
- Combinazione caratteristica (rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni sono riportati nella tabella sottostante, tratti dalla Tabella 2.5.I in funzione delle diverse categorie di carico.

	Q _{K_E}	Q _{K_C}	Q _{K_H}	Q _{K_Neve}	Q _{K_Vento}
Ψ ₀	1,00	0,70	0,00	0,50	0,60
Ψ ₁	0,90	0,70	0,00	0,20	0,20
Ψ ₂	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli sls

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

In base ai valori assunti dai coefficienti sopra definiti, si ottengono le seguenti combinazioni, per ciascuno degli Stati Limite Considerati.

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO PER MODELLO STRUTTURA IN ELEVAZIONE

	G ₁	G ₂	Q _{K,E}	Q _{K,C}	Q _{K,H}	Q _{K,Neve}	Q _{K,Vento}	SLV_X	SLV_Y	SLD_X	SLD_Y	SLO_X	SLO_Y	
SLU_1	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	0,75	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLU_2	1,30	1,50	1,50	1,50	0,00	0,75	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>C Principale</i>
SLU_3	1,30	1,50	1,50	1,05	1,50	0,75	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLU_4	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLU_5	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_rara_1	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLE_rara_2	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>C Principale</i>
SLE_rara_3	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLE_rara_4	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLE_rara_5	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_freq_1	1,00	1,00	0,90	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLE_freq_2	1,00	1,00	0,80	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>C Principale</i>
SLE_freq_3	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLE_freq_4	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLE_freq_5	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_qp	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SLV_1	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLV Direz X</i>
SLV_2	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLV Direz Y</i>
SLD_1	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	<i>Sisma SLD Direz X</i>
SLD_2	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLD Direz Y</i>
SLO_1	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	<i>Sisma SLO Direz X</i>
SLO_2	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	<i>Sisma SLO Direz Y</i>

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO PER MODELLO STRUTTURA DI FONDAZIONE

	G ₁	G ₂	Q _{K,E}	Q _{K,C}	Q _{K,H}	Q _{K,Neve}	Q _{K,Vento}	G _{1,fond}	G _{2,fond}	Q _{K,fond}	SLV_X	SLV_Y	SLD_X	SLD_Y	SLO_X	SLO_Y
SLU_1_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	0,75	0,90	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_2_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,50	0,00	0,75	0,90	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_3_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,05	1,50	0,75	0,90	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_4_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	1,50	0,90	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_5_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,05	0,00	0,75	1,50	1,30	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_1_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,91	0,00	0,65	0,78	1,00	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_2_fond_A2	1,00	1,30	1,30	1,30	0,00	0,65	0,78	1,00	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_3_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,91	1,30	0,65	0,78	1,00	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_4_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,91	0,00	1,30	0,78	1,00	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLU_5_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,91	0,00	0,65	1,30	1,00	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_rara_1_fond	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,50	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_rara_2_fond	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_rara_3_fond	1,00	1,00	1,00	0,70	1,00	0,50	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_rara_4_fond	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_rara_5_fond	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_freq_1_fond	1,00	1,00	0,90	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_freq_2_fond	1,00	1,00	0,80	0,70	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_freq_3_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_freq_4_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_freq_5_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,20	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLE_qp_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SLV_1_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,50	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00
SLV_2_fond	1,00	1,00	0,80	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,50	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Dove i simboli riportati nella tabella precedente hanno il seguente significato:

$$\begin{aligned}
 G1_{fond} &= G1_{cordoli} + G1_{platea} \\
 G2_{fond} &= G2_{muri} + G2_{vespaio\ H2} + G2_{vespaio\ H3} + G2_{vespaio\ H7} \\
 Q_{fond} &= Q_{trasformatori} + Q_{cabina\ MT/BT} + Q_{batterie} + Q_{SIAP} + Q_{TLC}
 \end{aligned}$$

8 ANALISI MODALE

L'analisi modale consente di individuare i modi propri di vibrare della struttura, indipendentemente dalle forzanti che agiscono sulla stessa. Essa permette inoltre di conoscere, per ogni modo di vibrare della struttura, il periodo e la massa partecipante, ovvero la percentuale di massa attivata nella i-esima forma modale. Per una corretta progettazione sismica sono desiderabili periodi di vibrazione piuttosto bassi (tra 0,4 e 2 secondi); inoltre, è auspicabile che le prime tre forme modali siano quanto più possibile “pure”: in particolare, idealmente, le prime due forme modali dovrebbero essere di traslazione, e la terza di rotazione. La condizione di forma traslazionale in direzione Ux o Uy si realizza quando si ha una massa partecipante nella data direzione Ux o Uy maggiore del 70% e una massa attivata nella rotazione Rz pressoché nulla. Al contrario, la condizione di forma puramente rotazionale si verifica quando le masse attivate nella traslazione Ux e Uy sono trascurabili e si ha una percentuale superiore al 70% di massa attivata nella rotazione Rz.

Secondo quanto riportato al § 7.3.3 delle NTC 2018, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

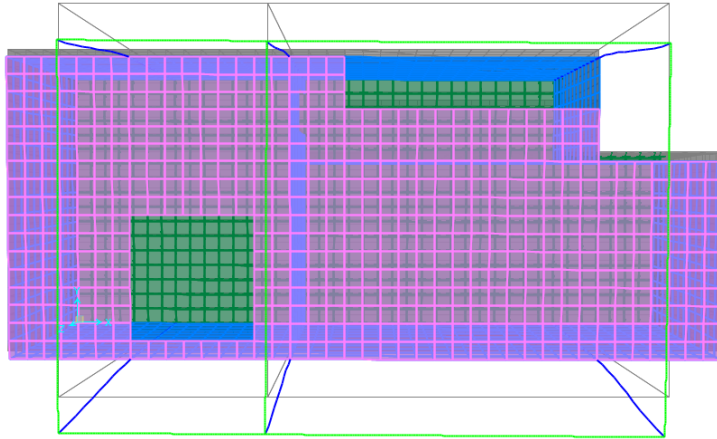
Si riportano di seguito la tabella riassuntiva di periodo e masse partecipanti relative ai primi otto modi di vibrare e le immagini relative ai primi tre modi di vibrare della struttura.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,71	0,10%	46,45%	0,00%	0,10%	46,45%	0,00%	0,01%	0,01%
MODAL	Mode	2	0,50	63,32%	0,06%	0,07%	63,42%	46,51%	0,07%	0,04%	0,05%
MODAL	Mode	3	0,43	0,11%	1,53%	0,00%	63,53%	48,04%	0,07%	91,53%	91,58%
MODAL	Mode	4	0,38	0,03%	33,26%	0,01%	63,56%	81,30%	0,07%	1,73%	93,31%
MODAL	Mode	5	0,33	32,55%	0,00%	0,01%	96,11%	81,30%	0,08%	0,05%	93,36%
MODAL	Mode	6	0,29	0,00%	0,17%	0,00%	96,12%	81,48%	0,08%	5,79%	99,15%
MODAL	Mode	7	0,25	0,14%	16,42%	7,74%	96,25%	97,89%	7,82%	0,71%	99,86%
MODAL	Mode	8	0,25	1,69%	2,10%	55,54%	97,94%	99,99%	63,36%	0,14%	99,99%

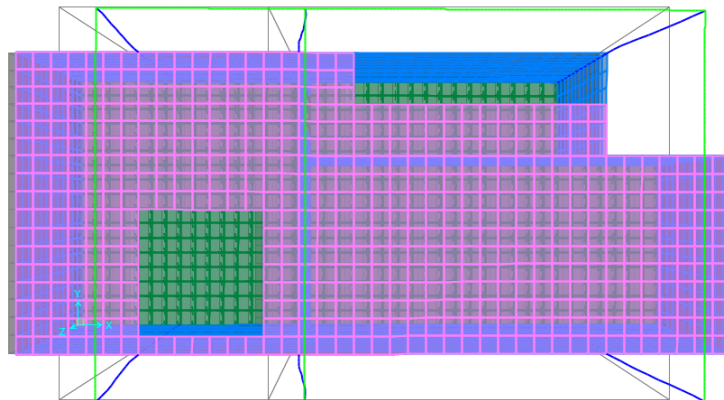
PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

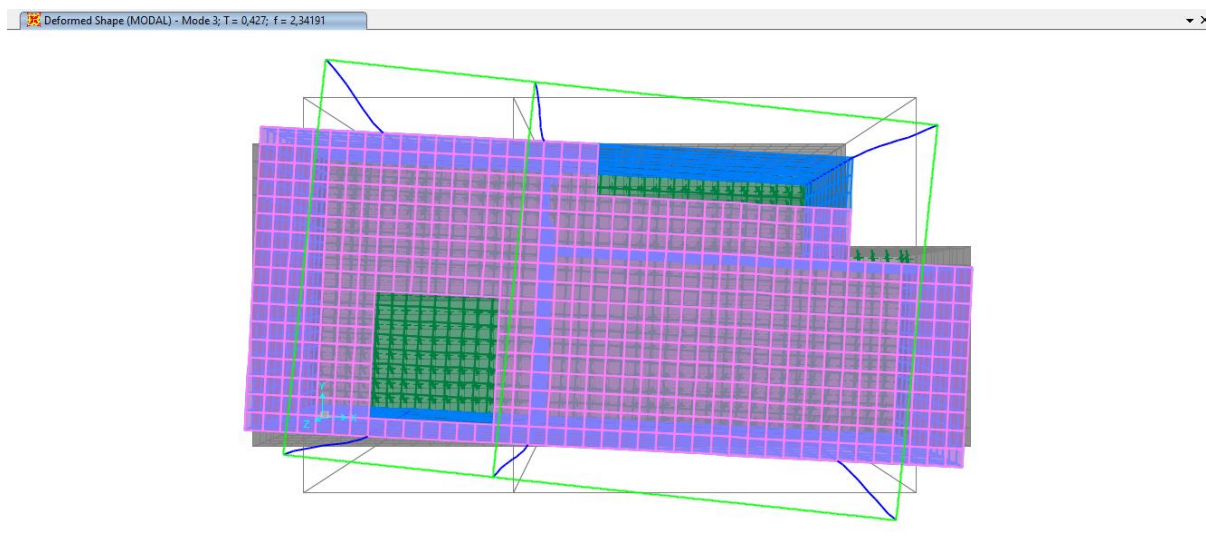
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	52 di 241

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,71036; f = 1,40775



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,49865; f = 2,00542





9 SOLLECITAZIONI

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.7.1, per le costruzioni di Classe IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* e attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

Dal momento che l'azione sismica così valutata per la località di Emilia-Romagna è di entità inferiore rispetto a quella considerata per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, gli elementi strutturali risulteranno certamente verificati e pertanto si omette di riportare i calcoli relativi a tale verifica.

9.1 Solai

Si riportano nelle seguenti tabelle i valori massimi delle sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico considerate per le tre tipologie di solaio.

Solaio di Piano

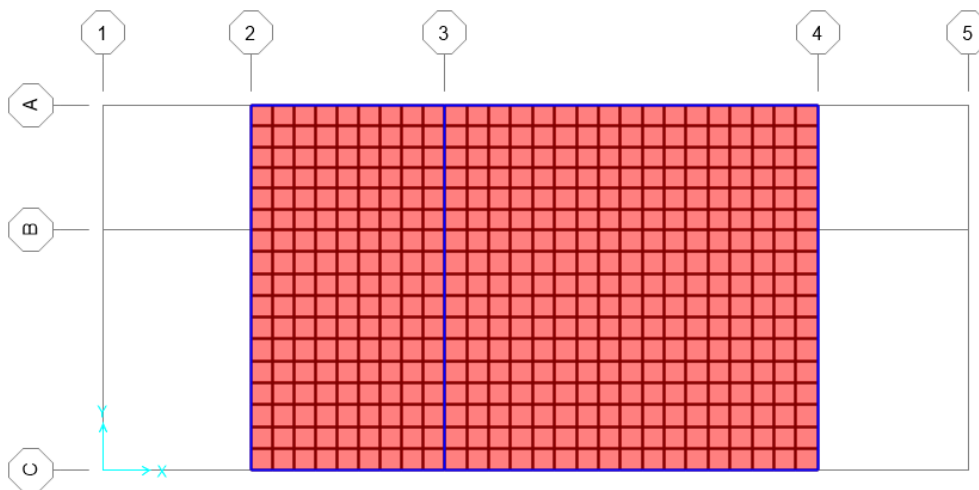
	$M_{MAX_Campata}$ [kNm]	$M_{MAX_Appoggio}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	19,47	64,06	168,02
SLE_rara	13,83	43,63	
SLE_frequente	12,82	37,82	
SLE_quasi permanente	12,37	32,37	

Solaio Copertura

	$M_{MAX_Campata}$ [kNm]	$M_{MAX_Appoggio}$ [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	27,57	25,50	86,26
SLE_rara	20,24	18,65	
SLE_frequente	17,95	16,70	
SLE_quasi permanente	17,35	16,15	

9.2 Telaio Filo Fisso X₂

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso X₂ per le diverse combinazioni di carico considerate.



Axial Force Diagram (INV_SLU)

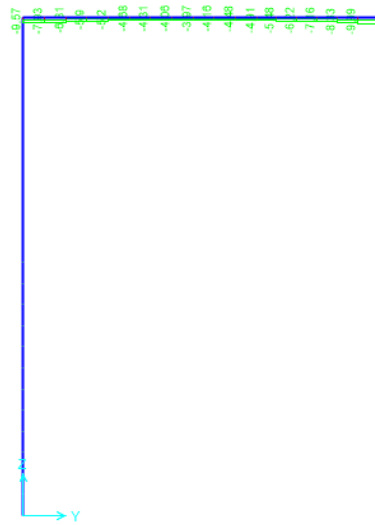


Figura 9.1 – Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

Moment 2-2 Diagram (INV_SLU)

Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)

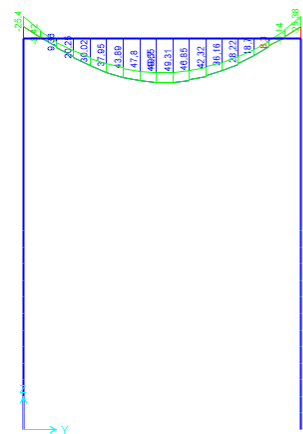
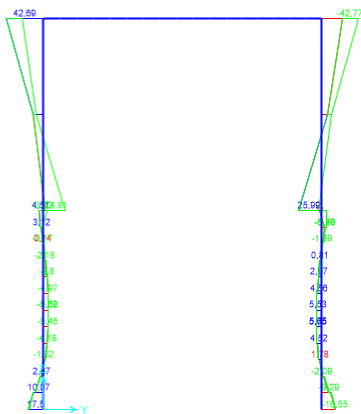


Figura 9.2 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M22 / M33

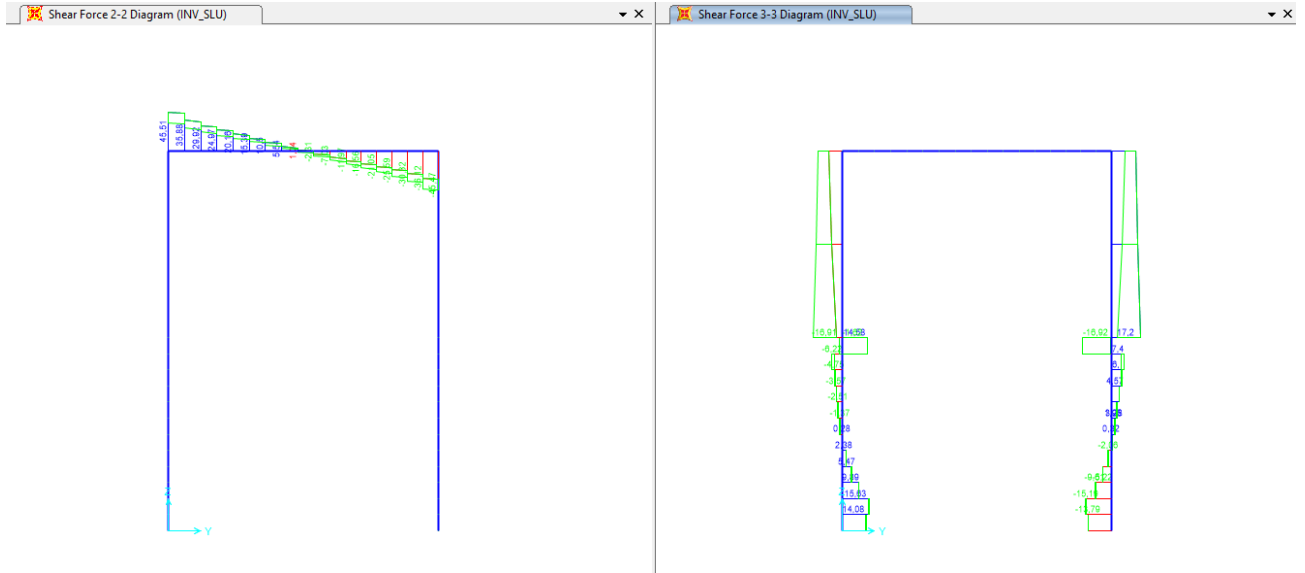


Figura 9.3 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22 / V33

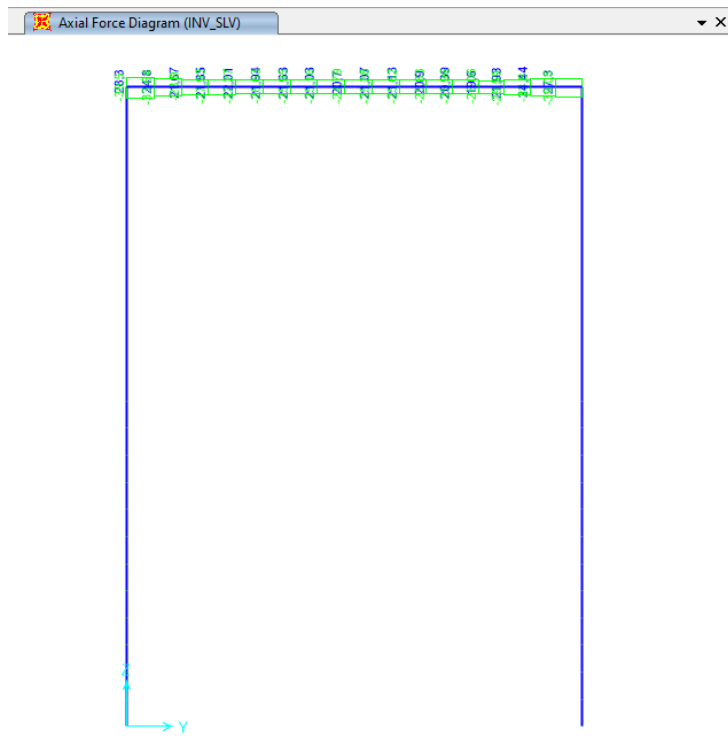


Figura 9.4 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

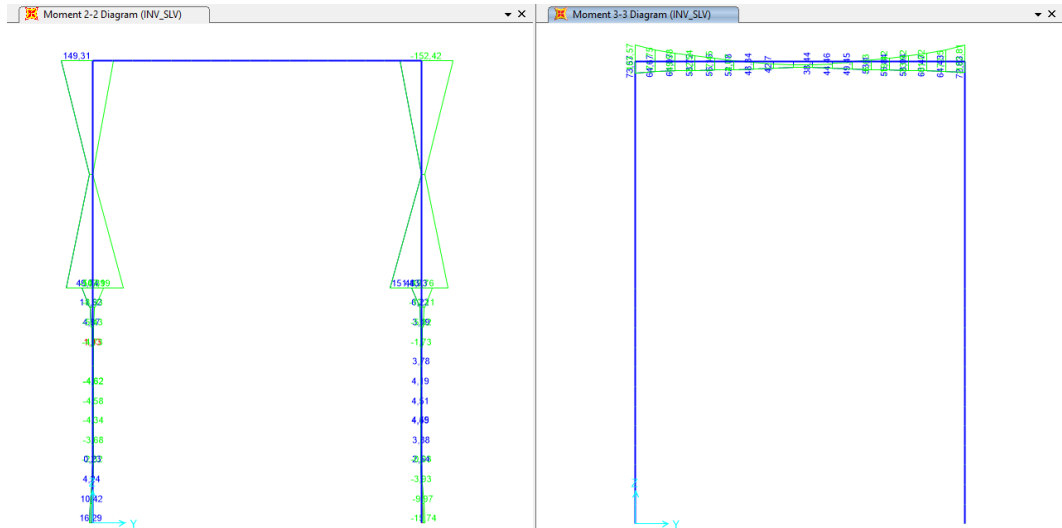


Figura 9.5 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M22 / M33

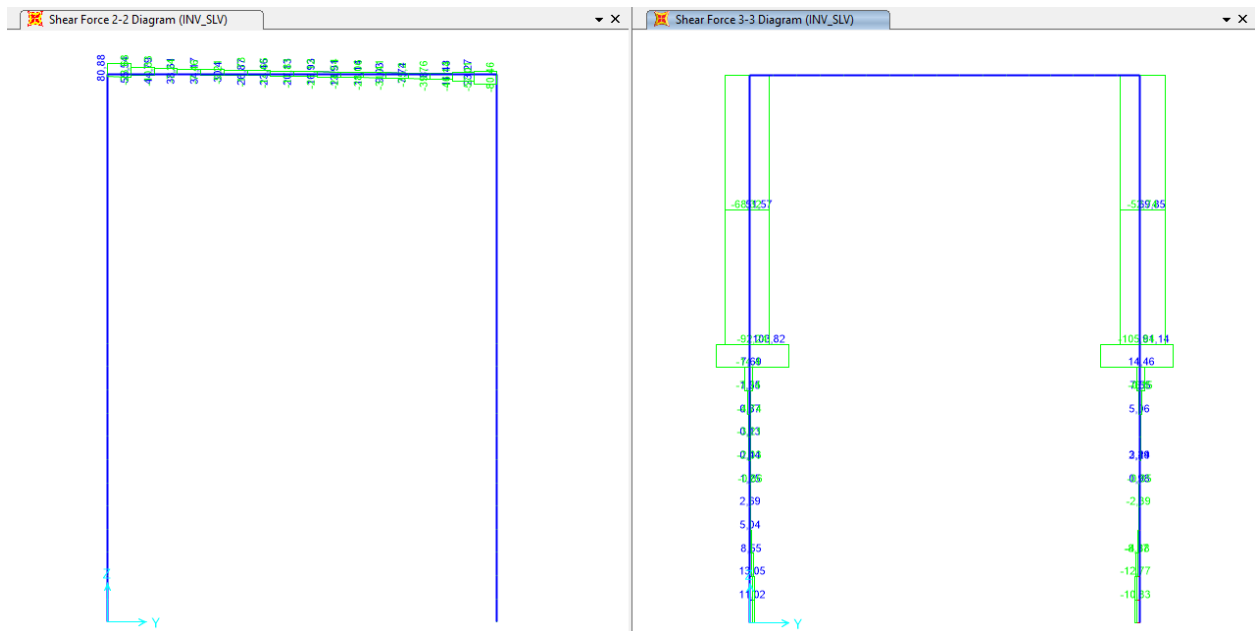


Figura 9.6 - Combinazione SLV – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

Axial Force Diagram (INV_SLE_rara)

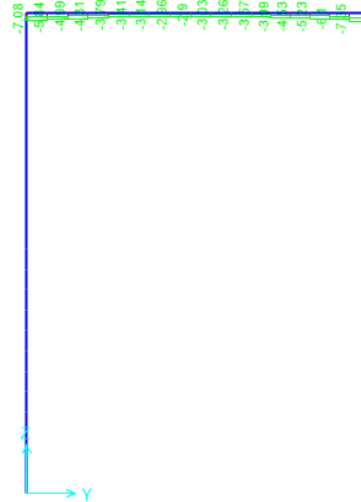


Figura 9.7 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale

Moment 2-2 Diagram (INV_SLE_rara)

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_rara)

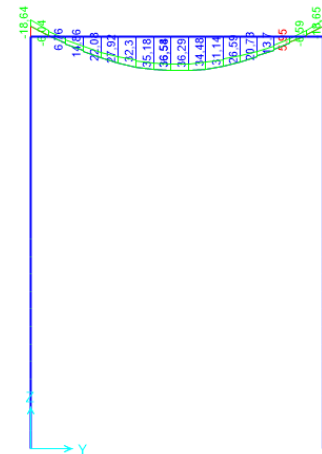
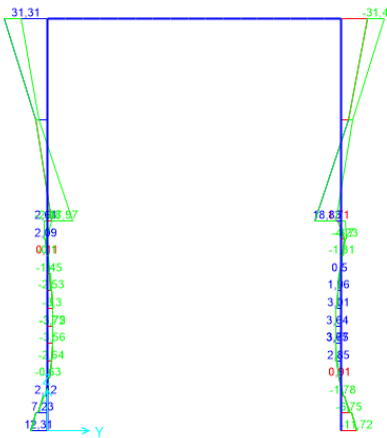


Figura 9.8 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M22 / M33

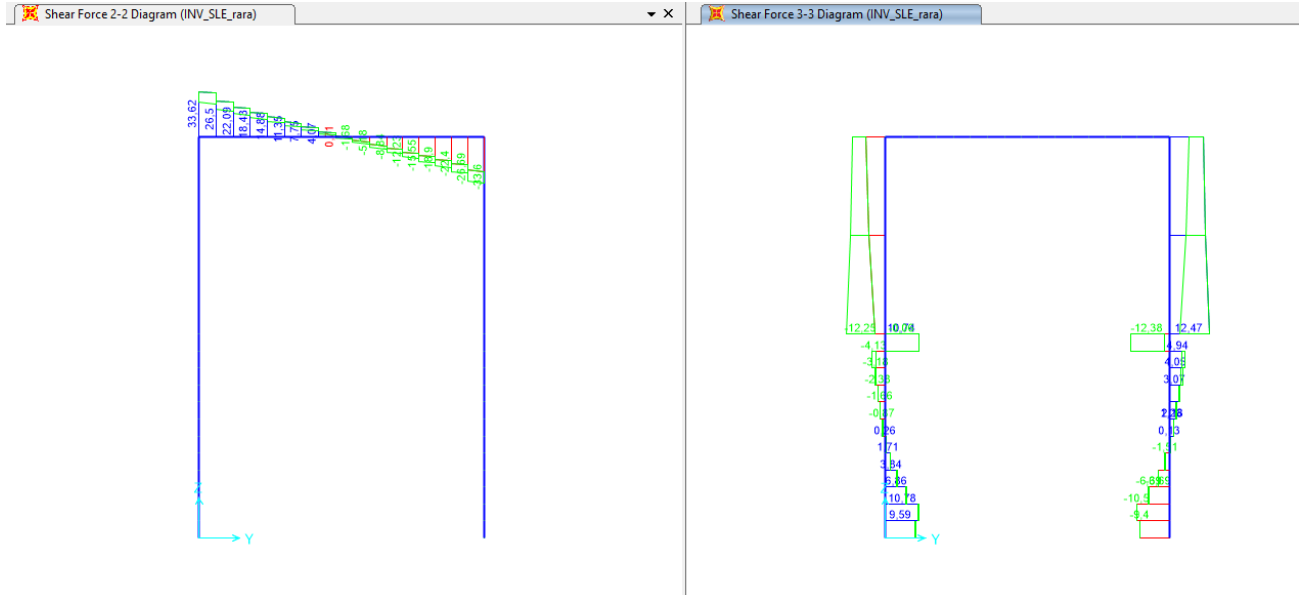


Figura 9.9 - Combinazione SLE rara – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

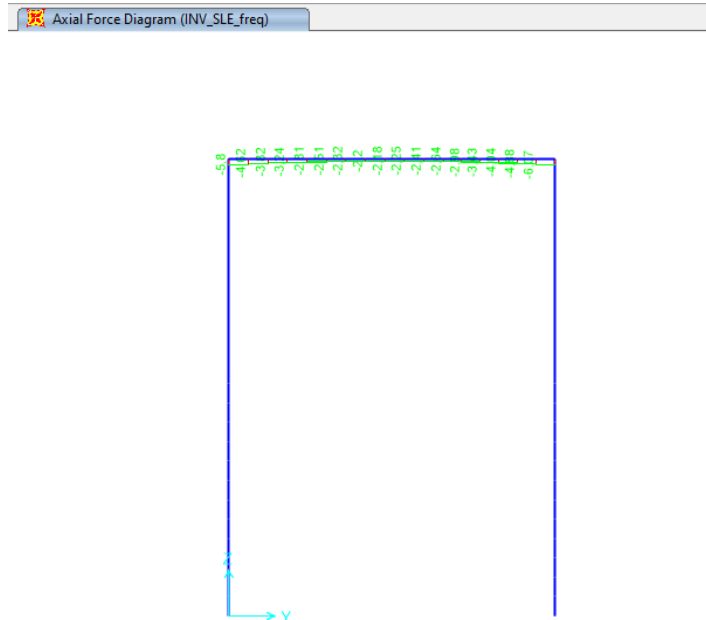


Figura 9.10- Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale

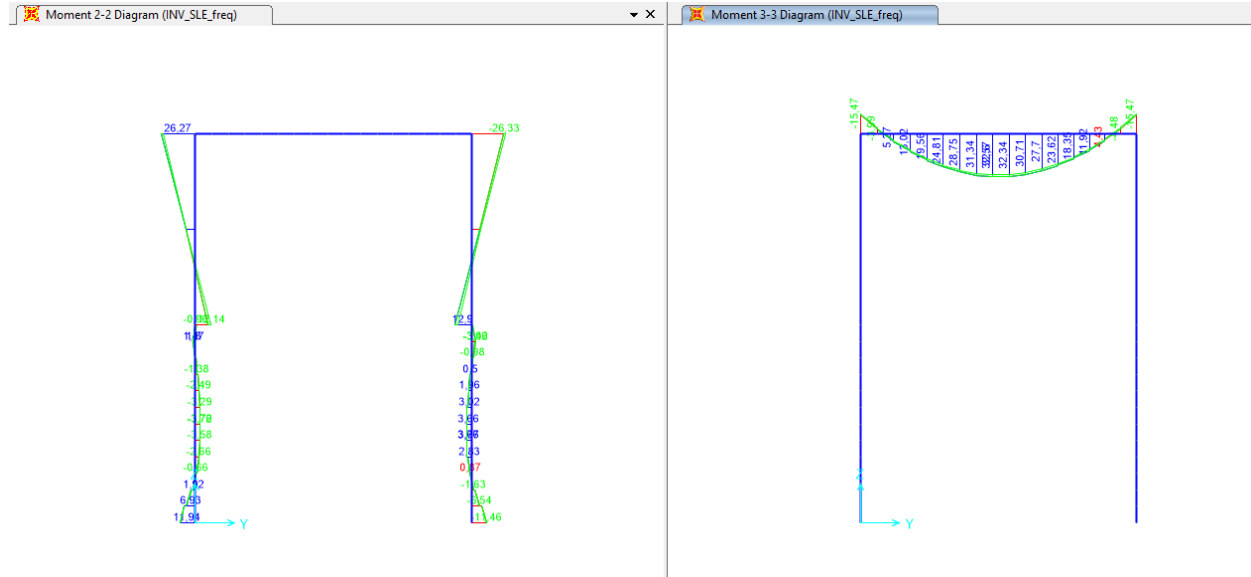


Figura 9.11 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

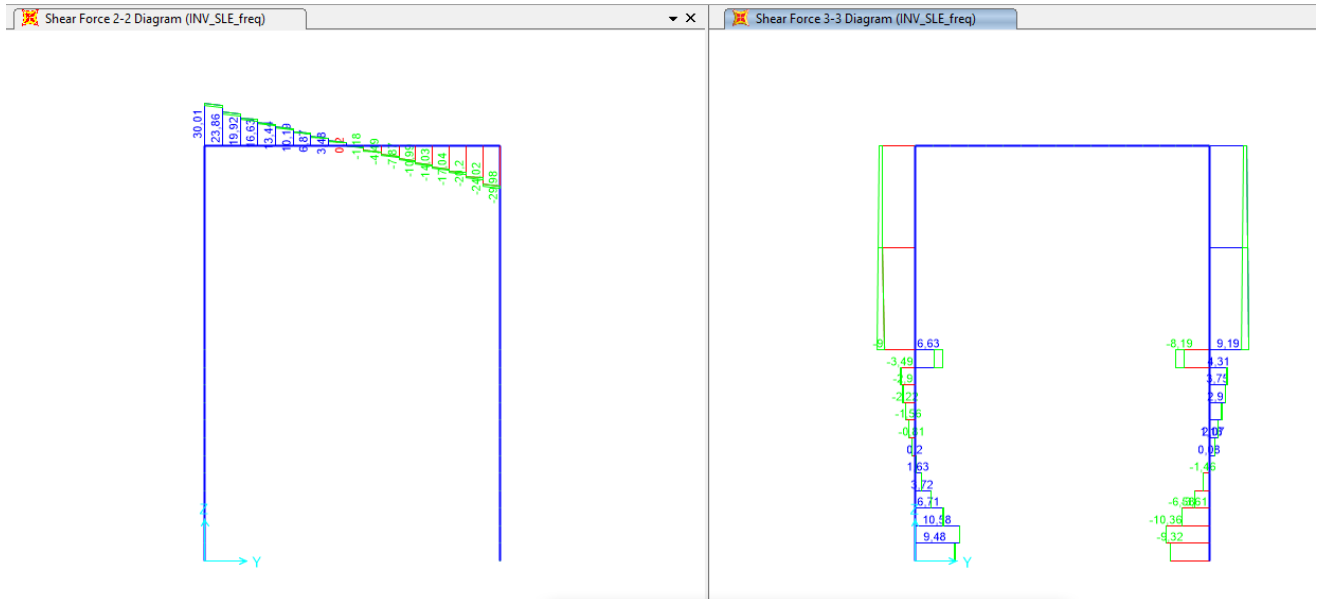


Figura 9.12 - Combinazione SLE frequente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

Axial Force Diagram (SLE_gp)



Figura 9.13 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

Moment 2-2 Diagram (SLE_gp)

Moment 3-3 Diagram (SLE_gp)

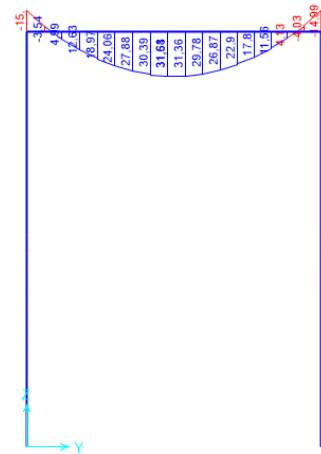
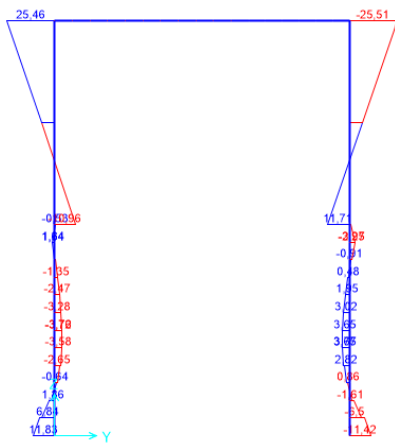


Figura 9.14 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

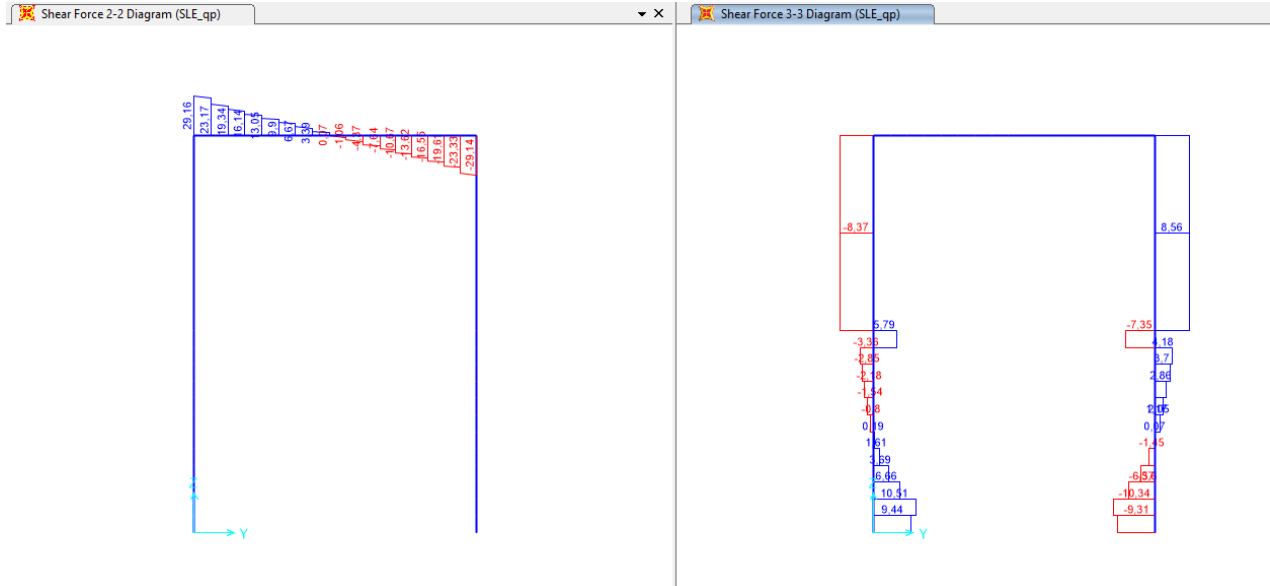
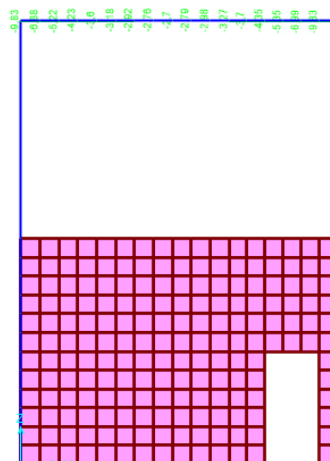


Figura 9.15 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

9.3 Telaio Filo Fisso X₃

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso X₃ per le diverse combinazioni di carico considerate.

9.2 Axial Force Diagram (INV_SLU)




 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>63 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	63 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	63 di 241								

Figura 9.16 – Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

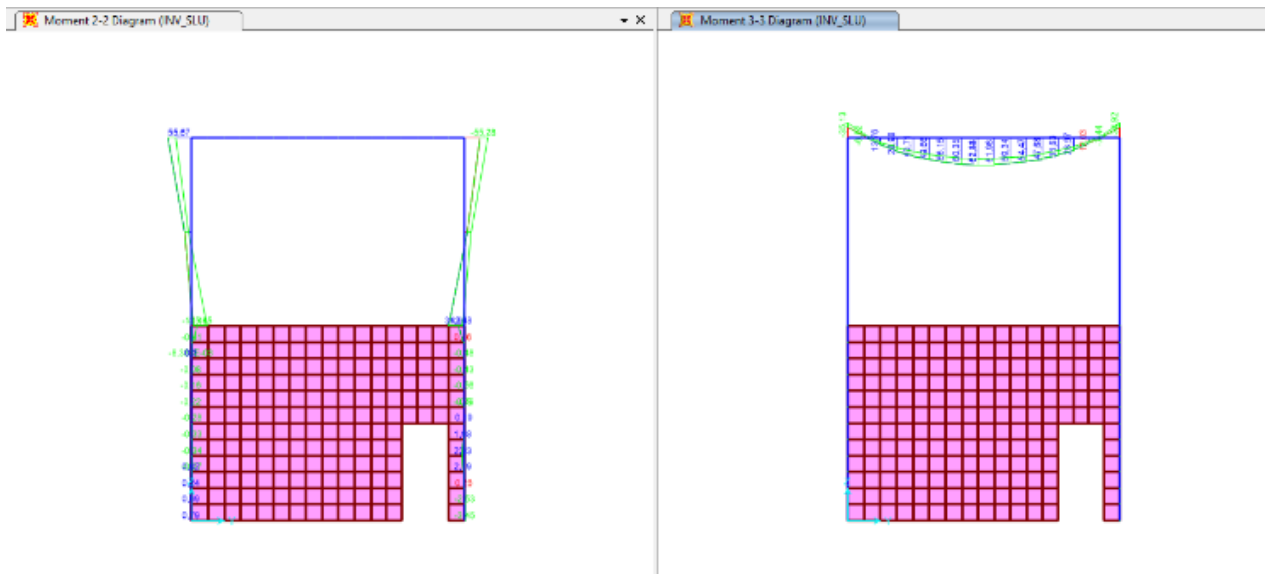


Figura 9.17 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M22 / M33

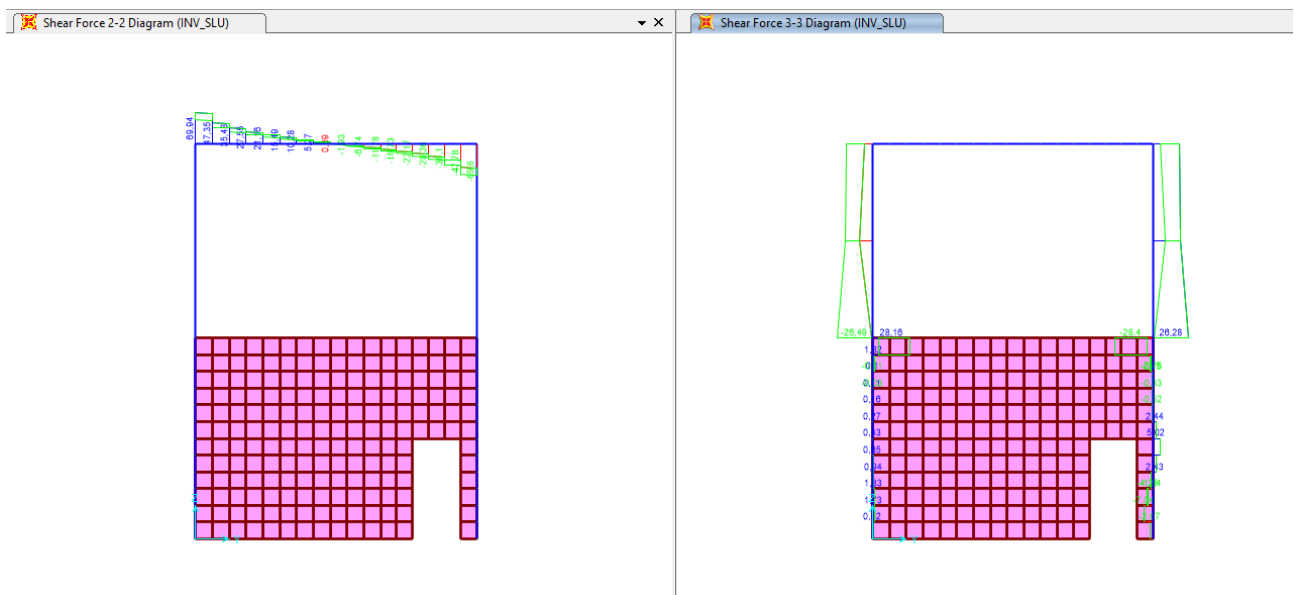


Figura 9.18 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22 / V33

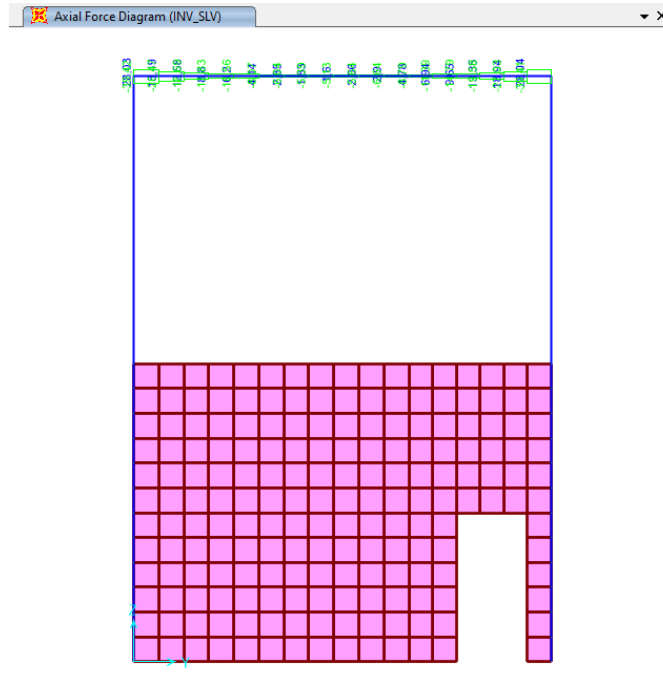


Figura 9.19 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

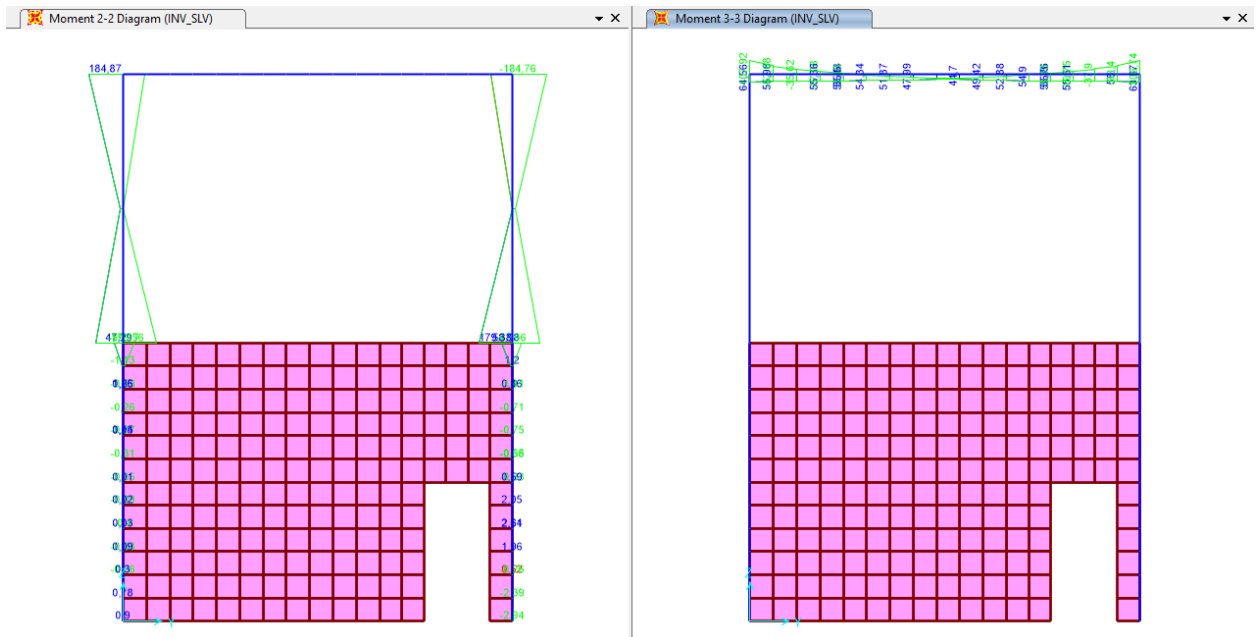


Figura 9.20 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M22 / M33

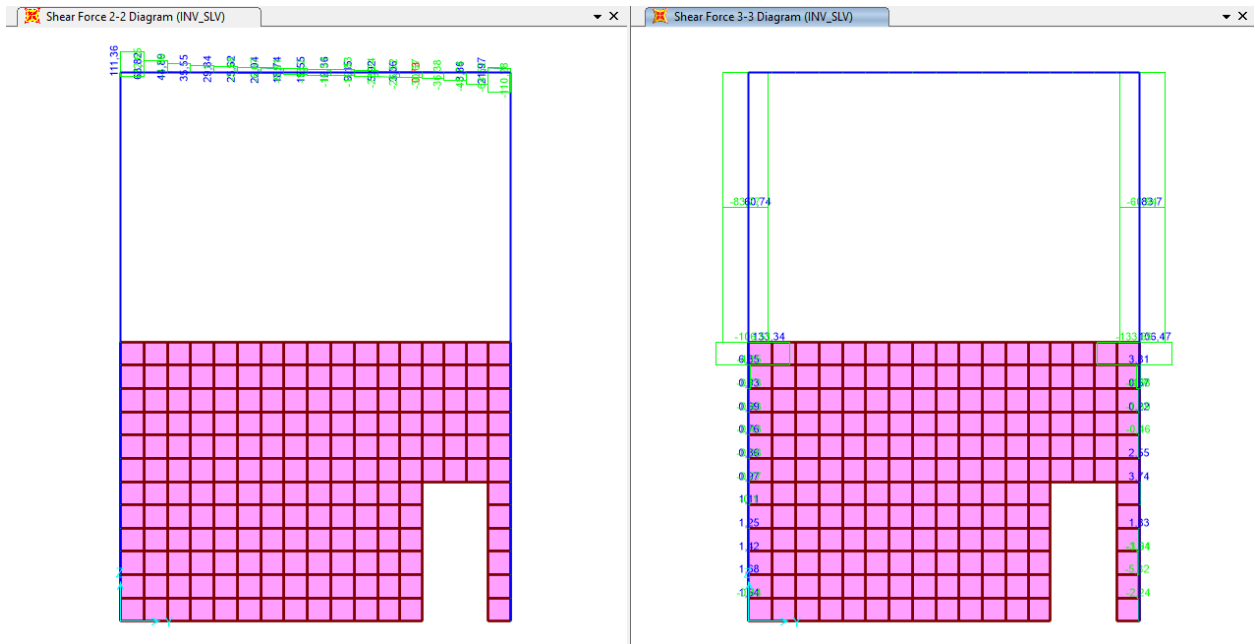


Figura 9.21 - Combinazione SLV – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

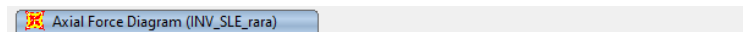


Figura 9.22 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale

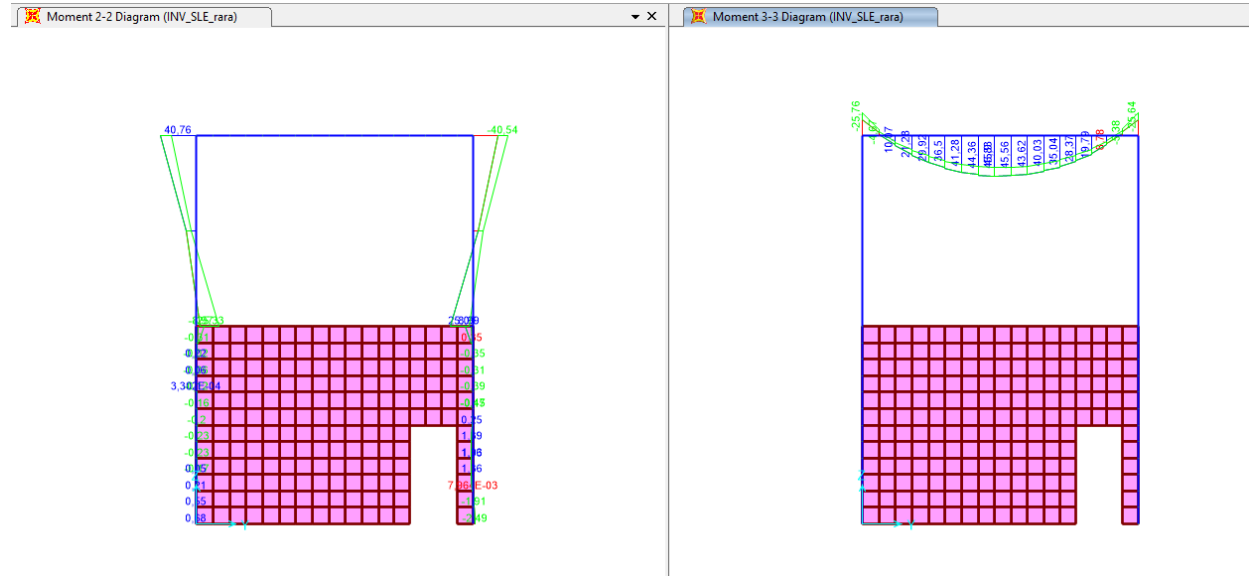


Figura 9.23 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M22 / M33

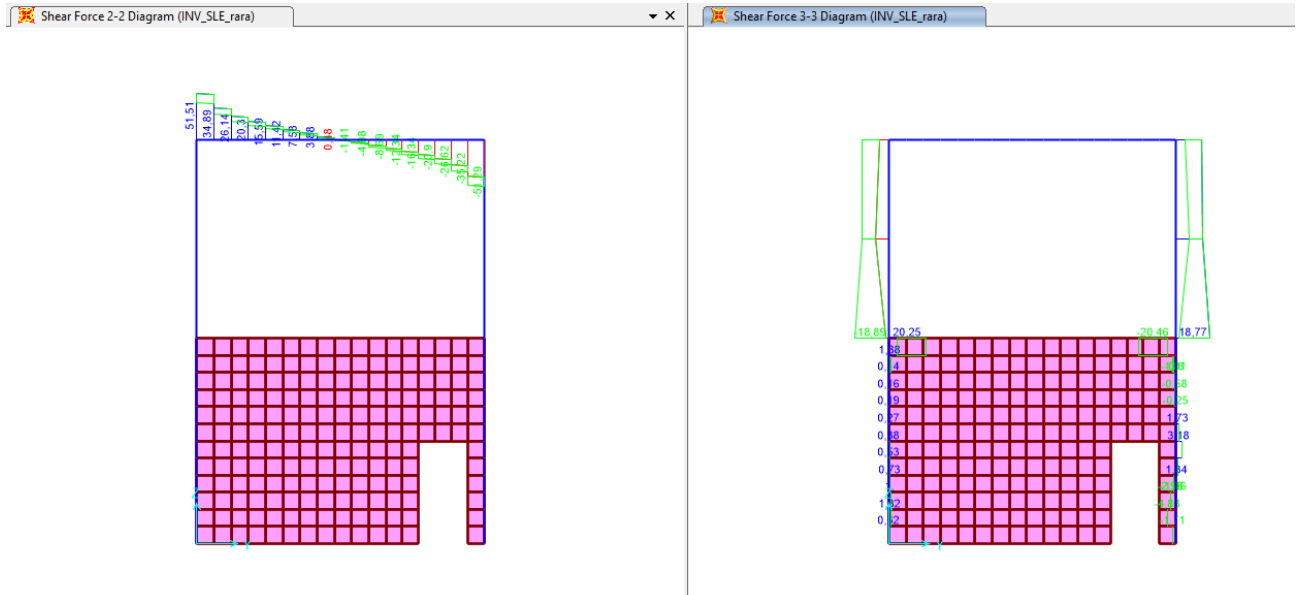


Figura 9.24 - Combinazione SLE rara – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

Axial Force Diagram (INV_SLE_freq)

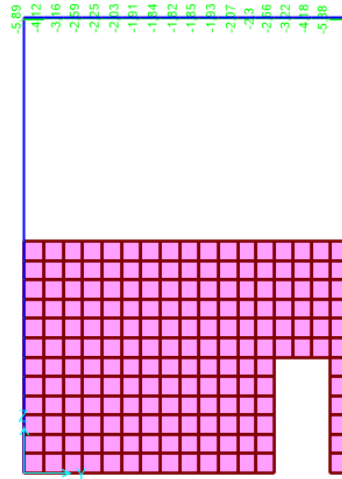


Figura 9.25- Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale

Moment 2-2 Diagram (INV_SLE_freq)

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_freq)

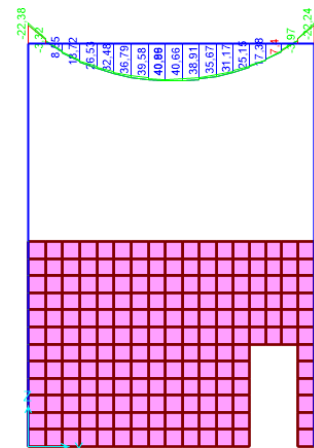
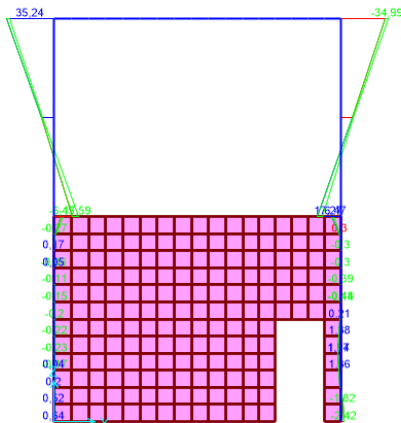


Figura 9.26 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

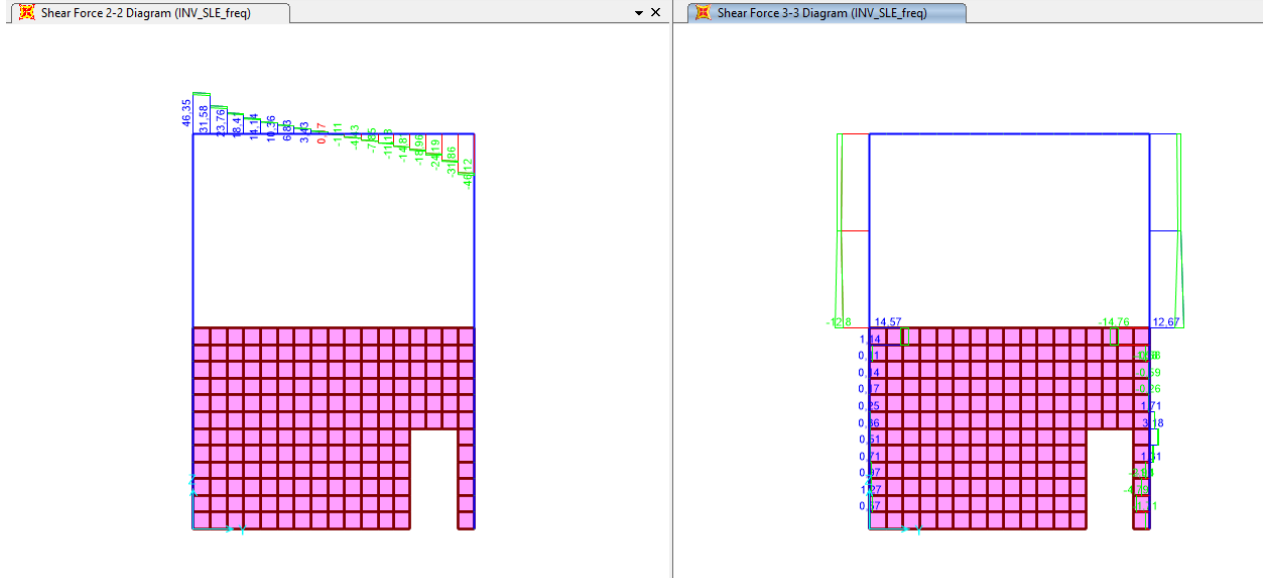


Figura 9.27 - Combinazione SLE frequente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

Axial Force Diagram (SLE_qp)

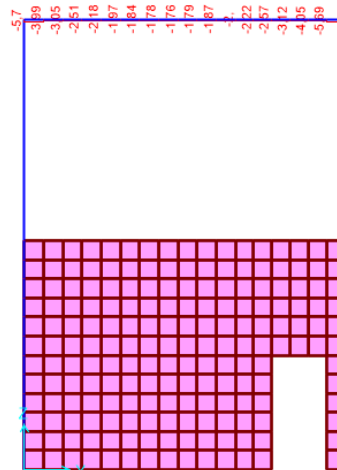


Figura 9.28 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

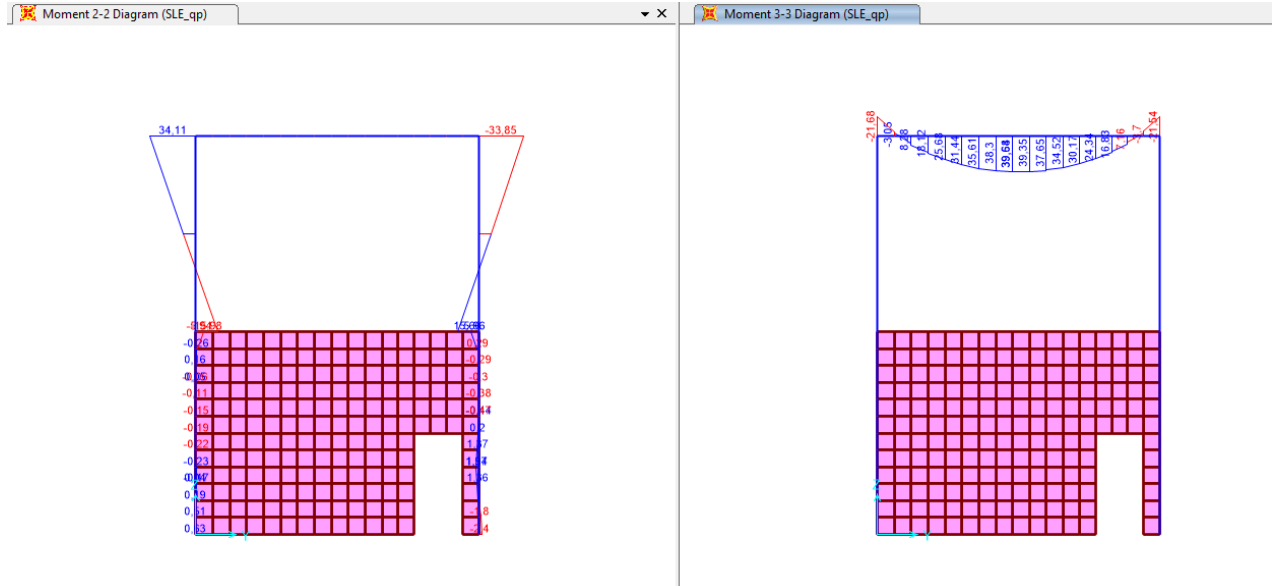


Figura 9.29 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

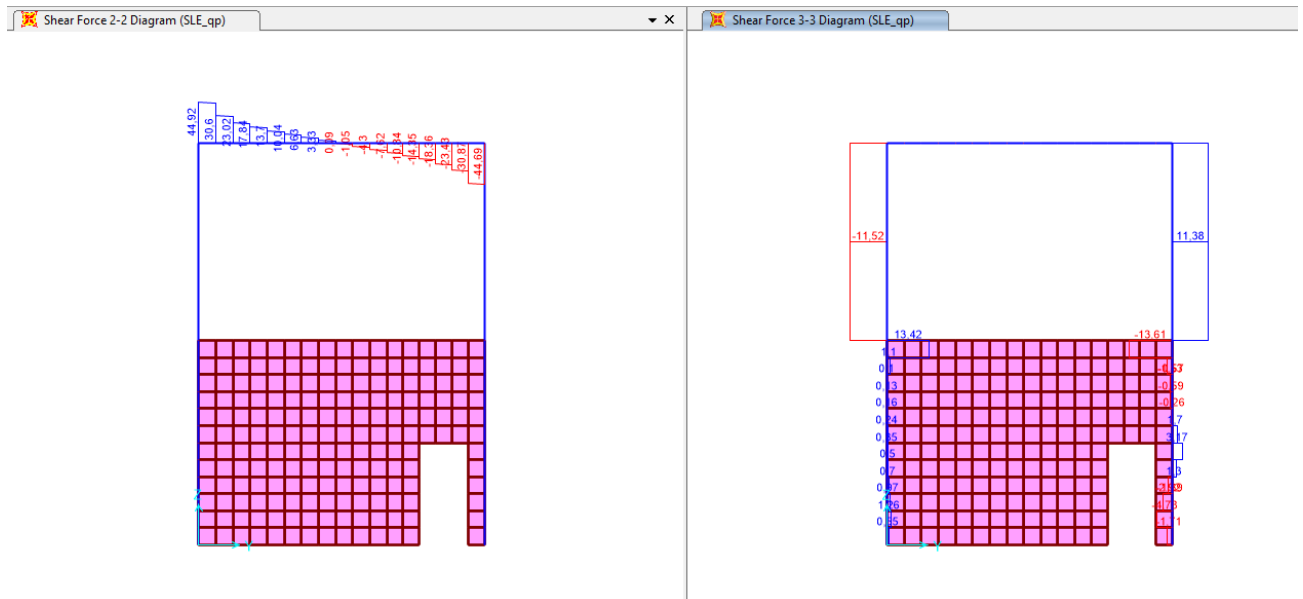


Figura 9.30 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

9.4 Telaio Filo Fisso X₄

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso X₄ per le diverse combinazioni di carico considerate.

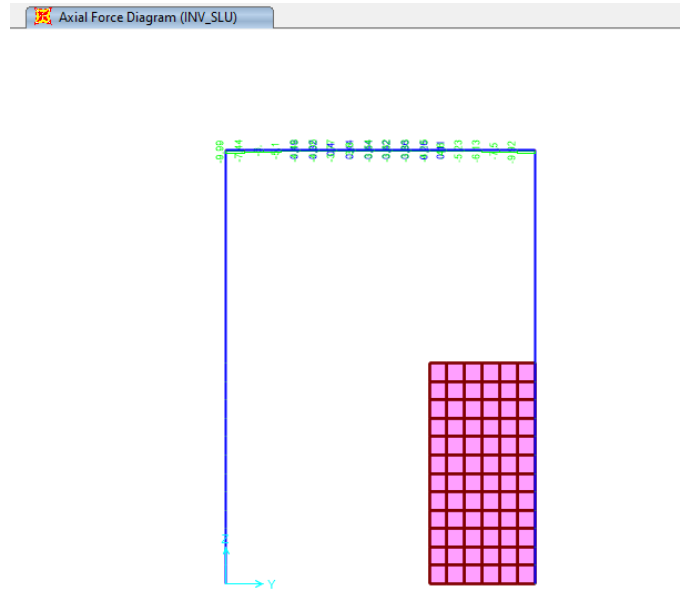


Figura 9.31 – Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

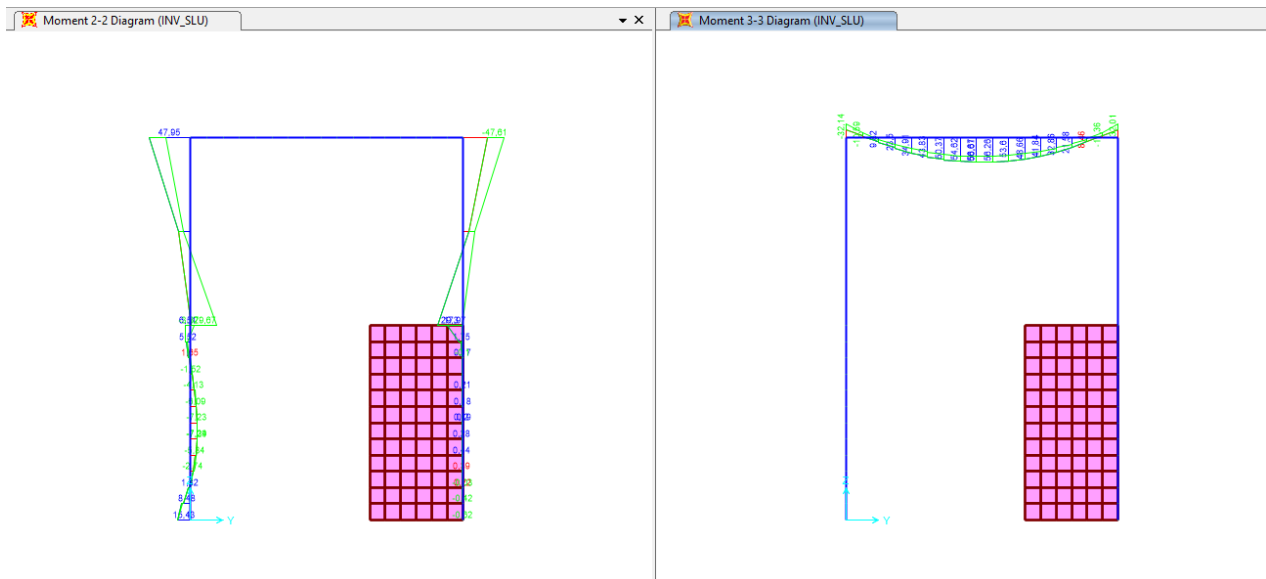


Figura 9.32 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M22 / M33

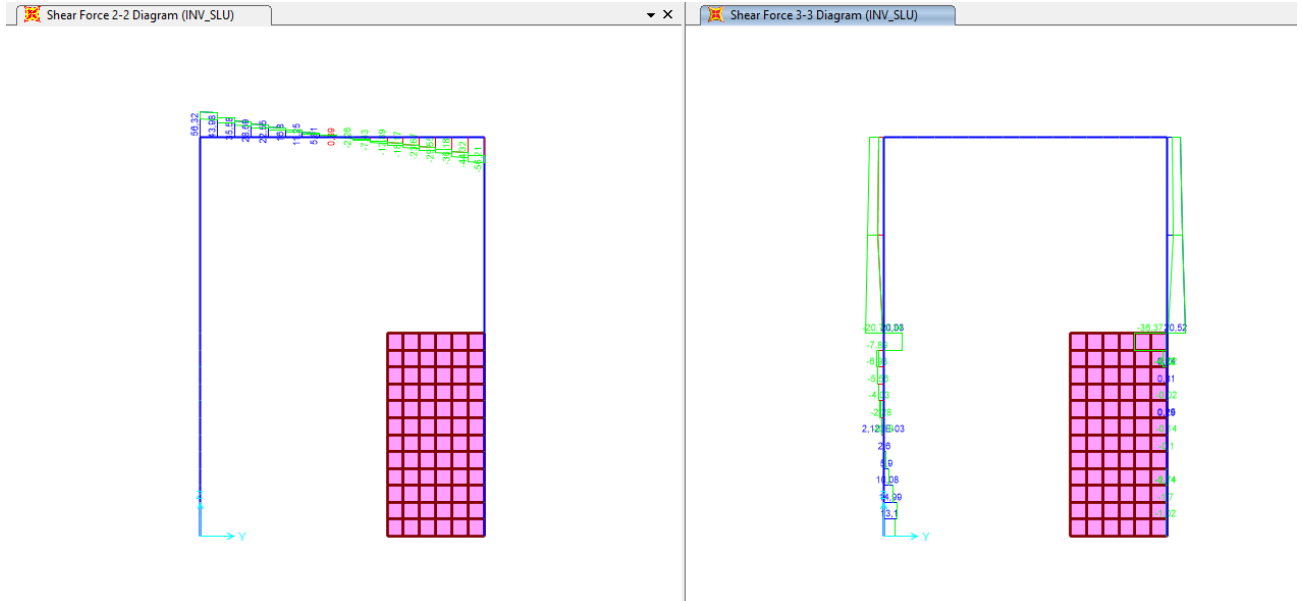


Figura 9.33 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22 / V33

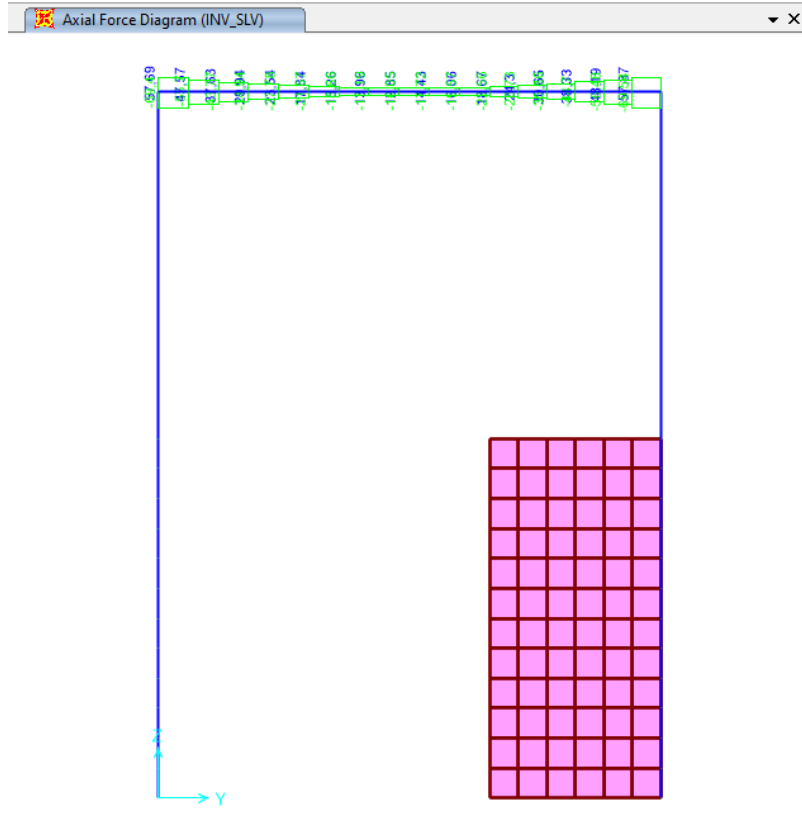


Figura 9.34 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

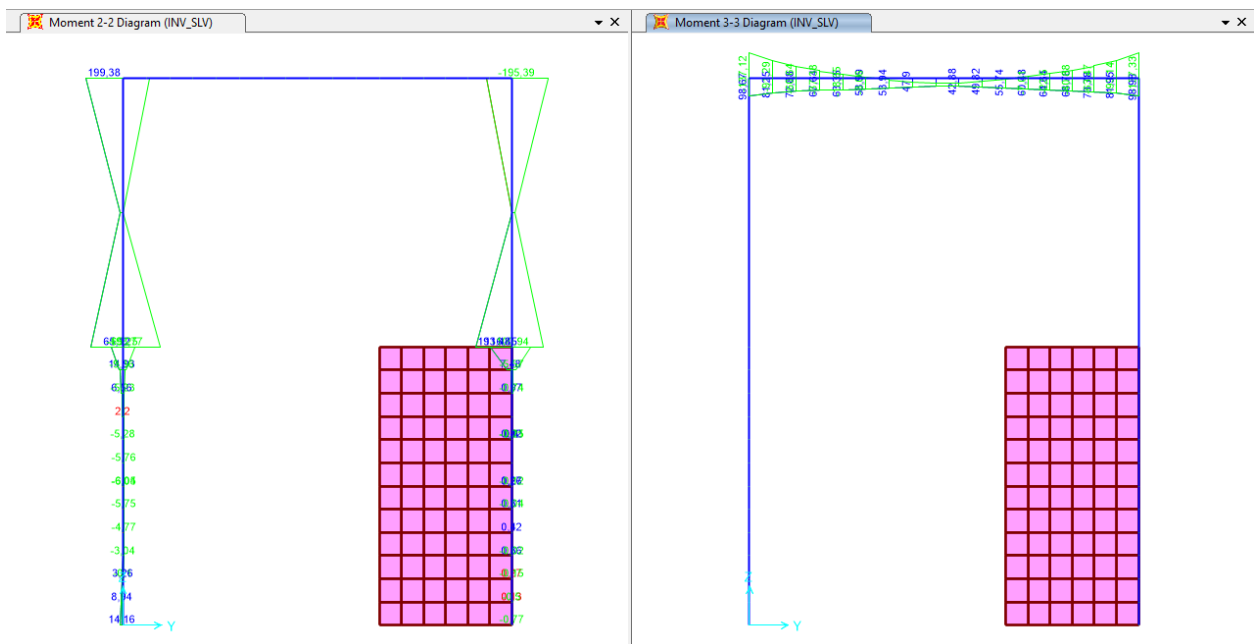


Figura 9.35 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M22 / M33

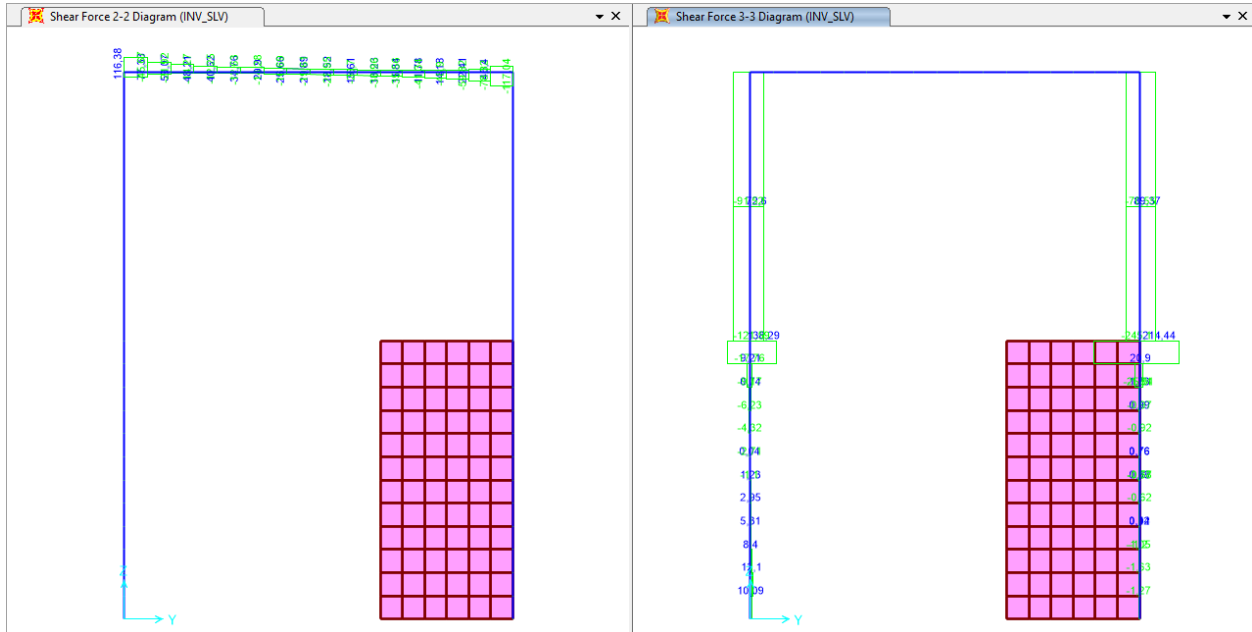


Figura 9.36 - Combinazione SLV – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

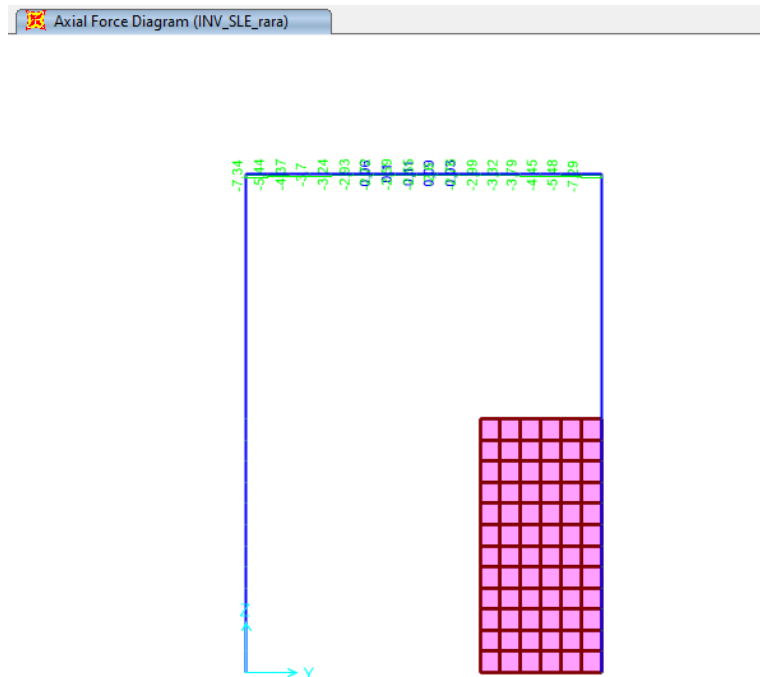


Figura 9.37 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale

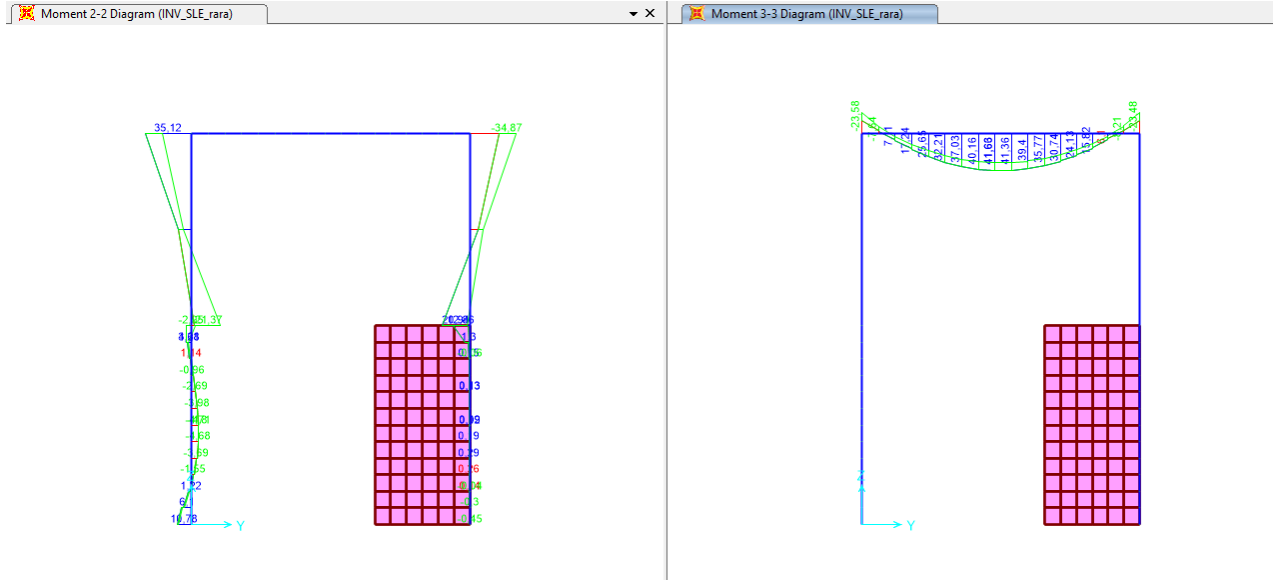


Figura 9.38 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M22 / M33

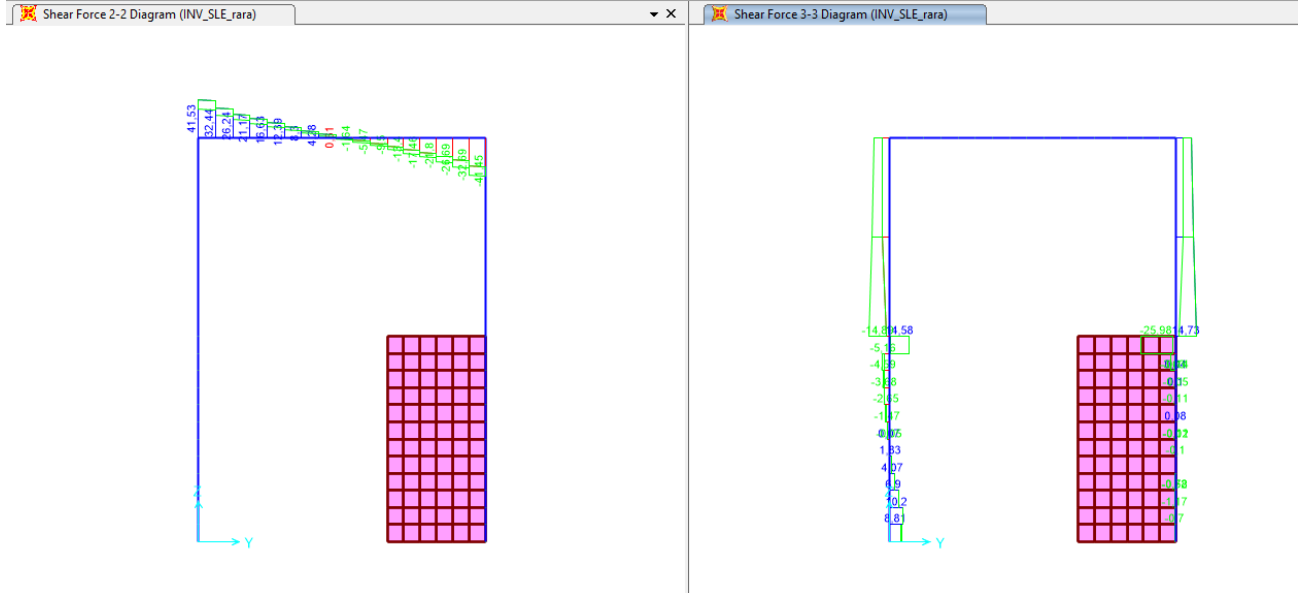


Figura 9.39 - Combinazione SLE rara – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

Axial Force Diagram (INV_SLE_freq)

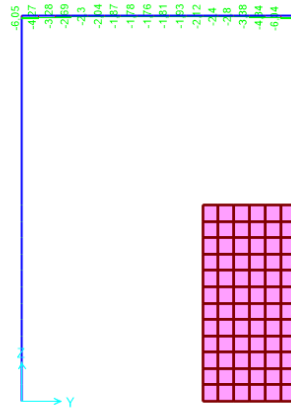


Figura 9.40- Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale

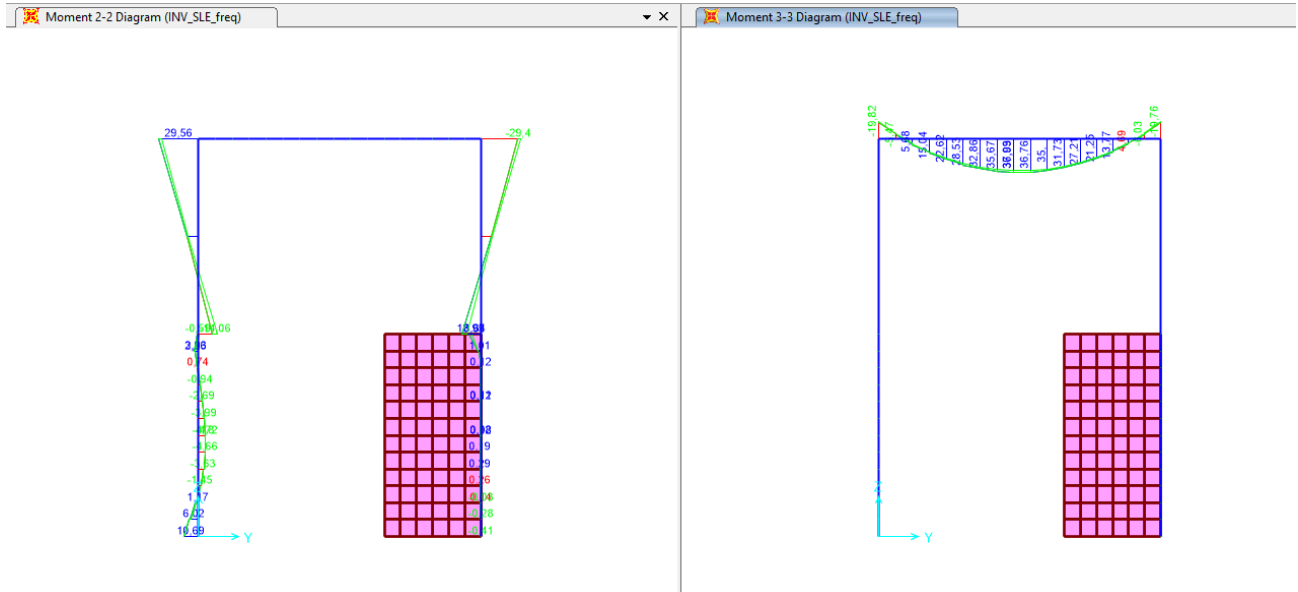


Figura 9.41 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

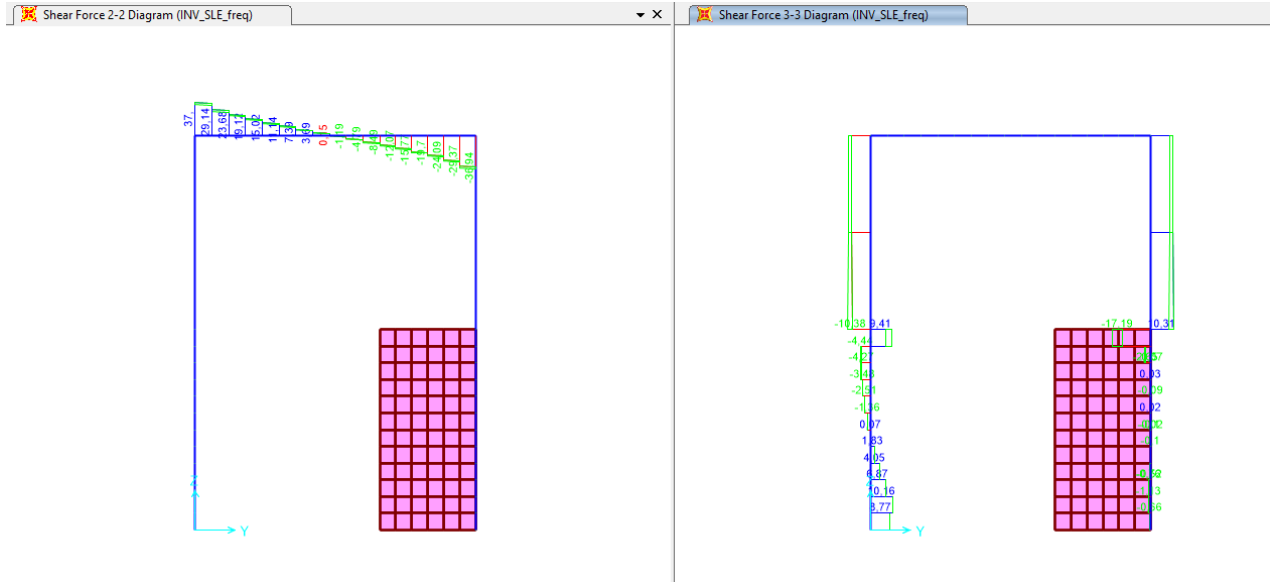


Figura 9.42 - Combinazione SLE frequente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

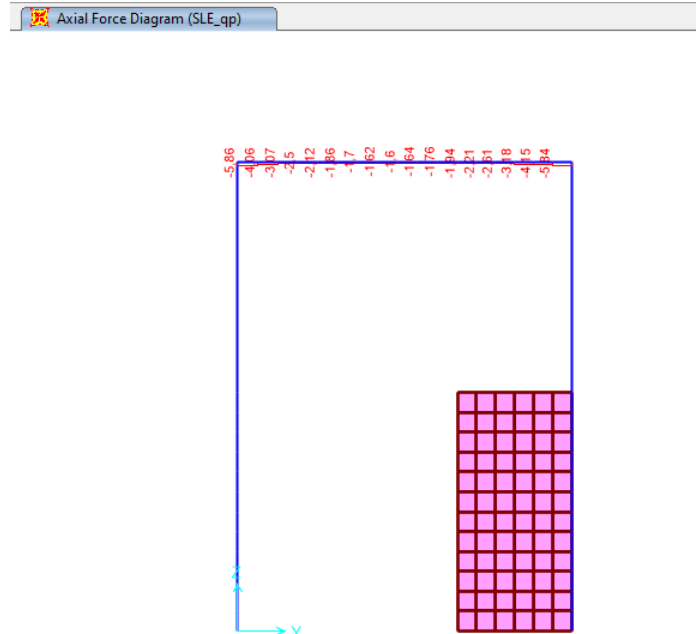


Figura 9.43 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

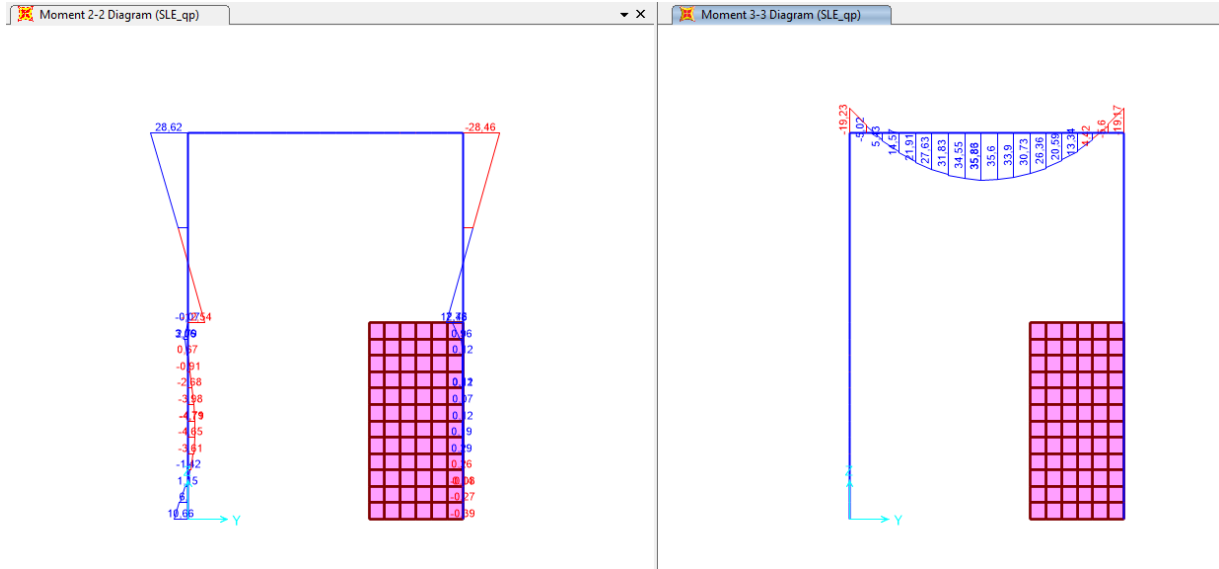


Figura 9.44 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M22 / M33

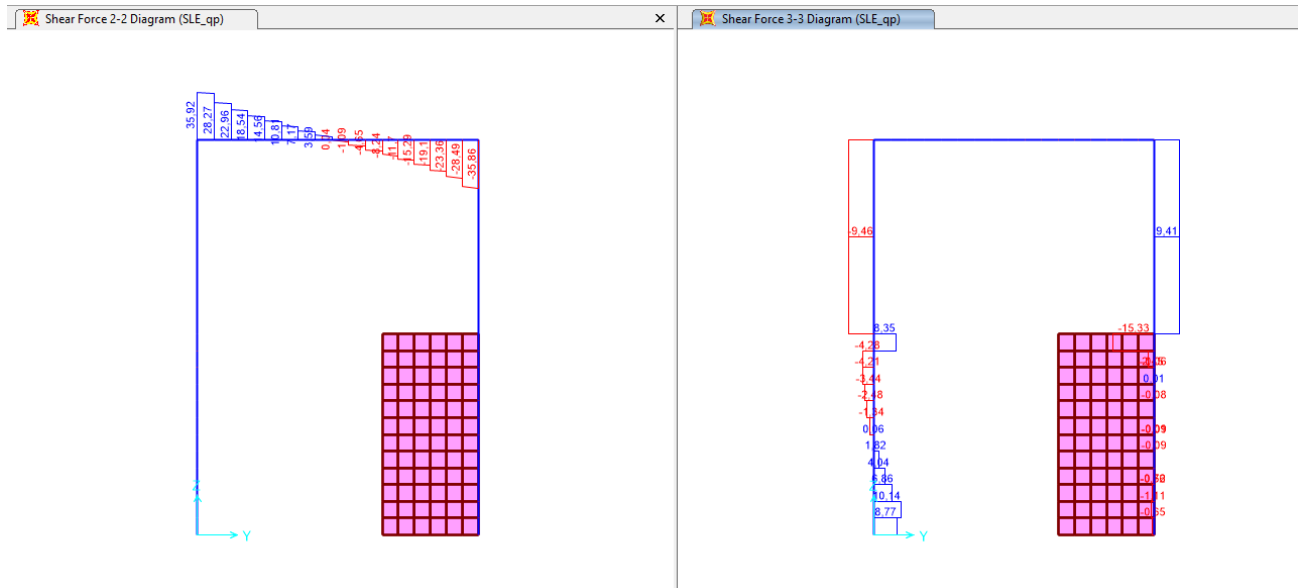
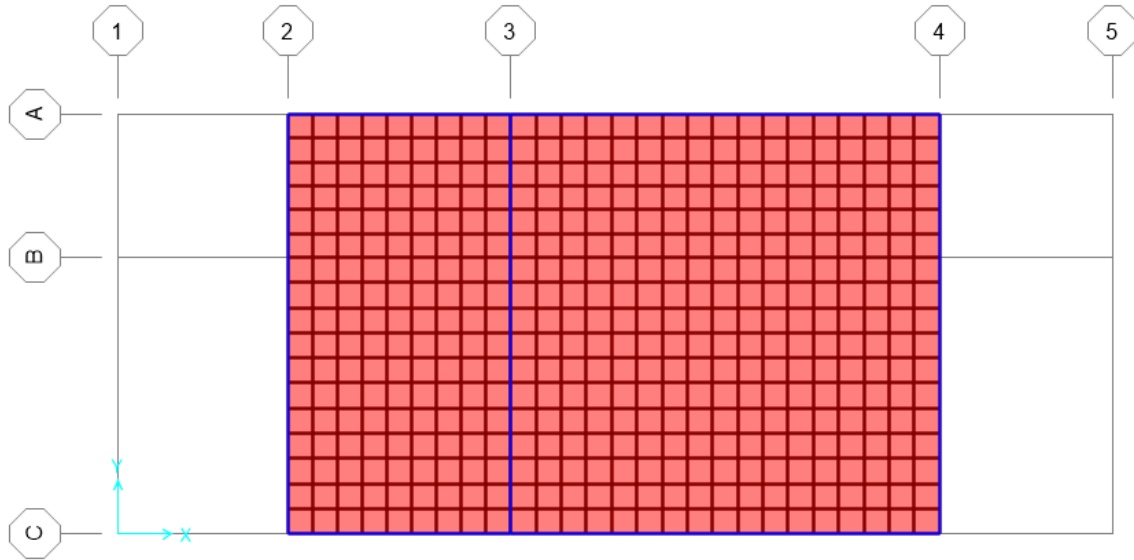



Figura 9.45 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori Sforzo di Taglio V22 / V33

9.5 Telaio Filo Fisso Y_A

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso Y_A per le diverse combinazioni di carico considerate.



 Axial Force Diagram (INV_SLU)

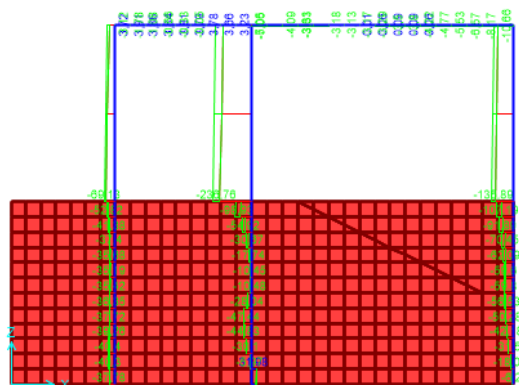


Figura 9.46 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (INV_SLU)

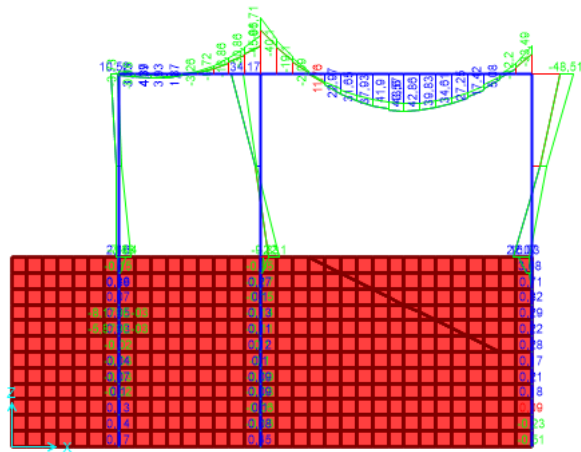


Figura 9.47 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLU)

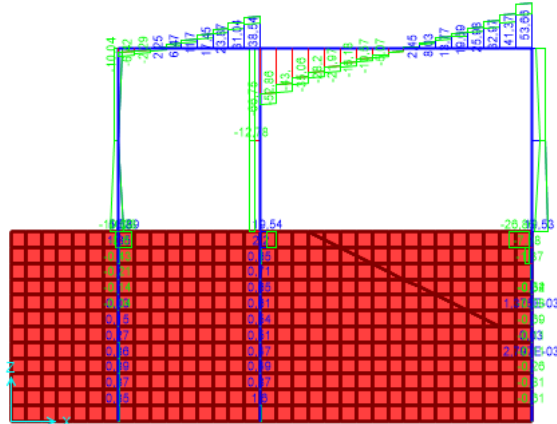


Figura 9.48 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22

**PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	80 di 241

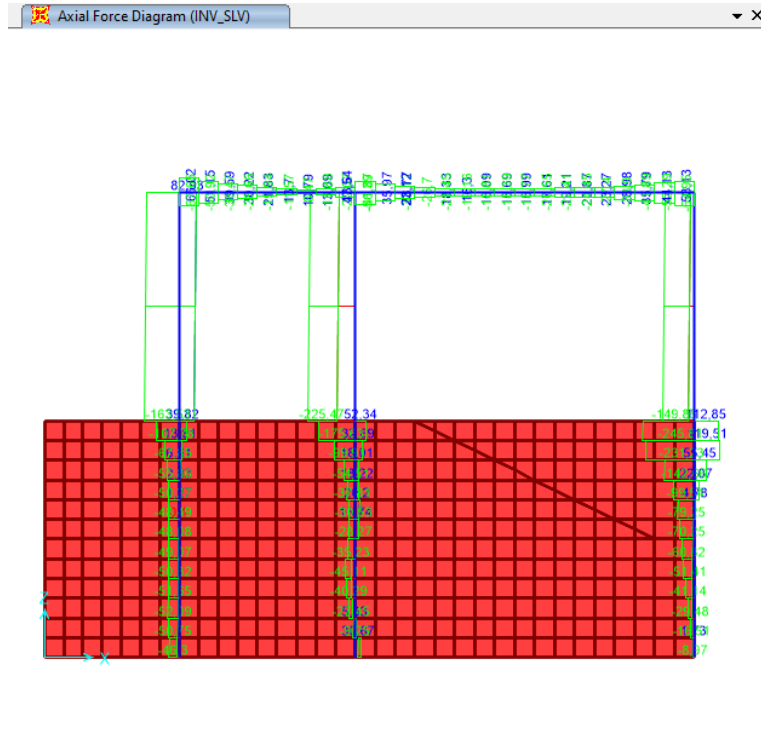


Figura 9.49 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

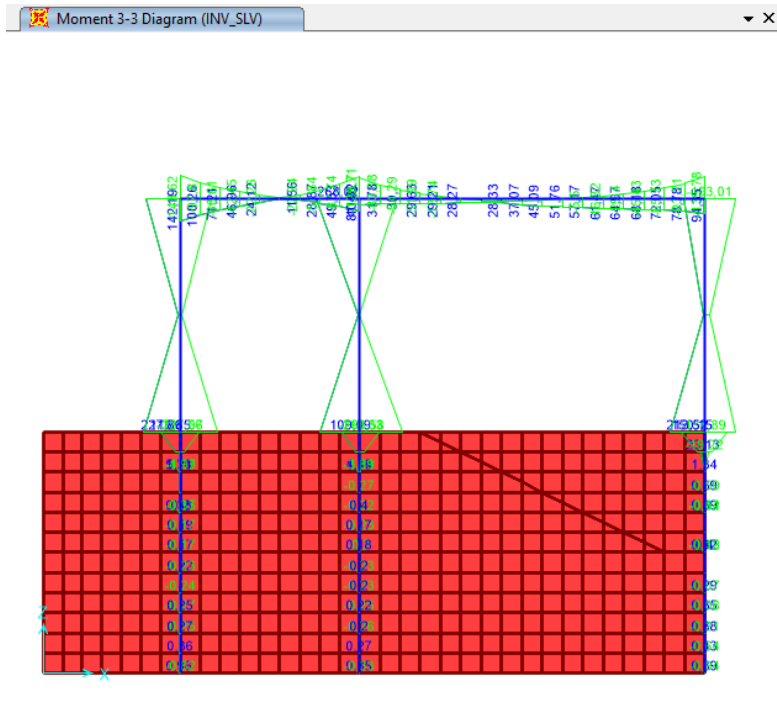


Figura 9.50 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M33

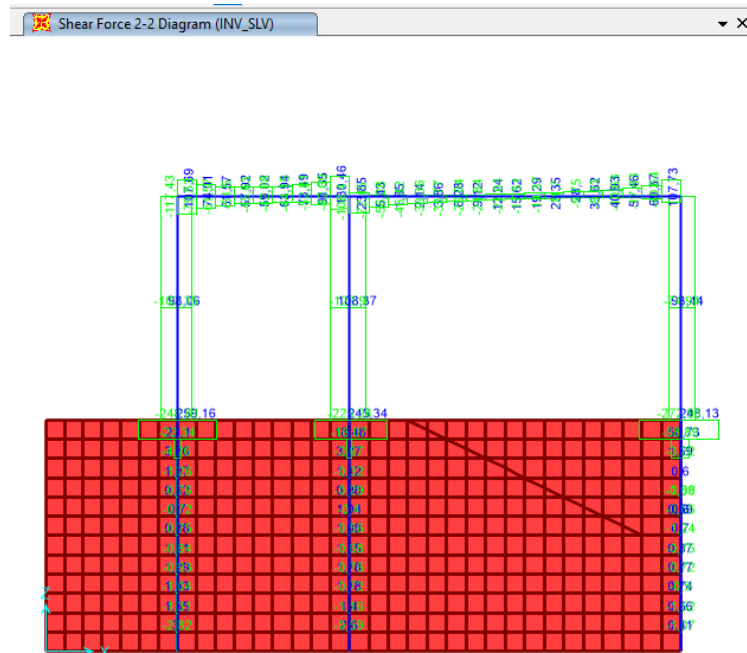


Figura 9.51 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (INV_SLE_rara)

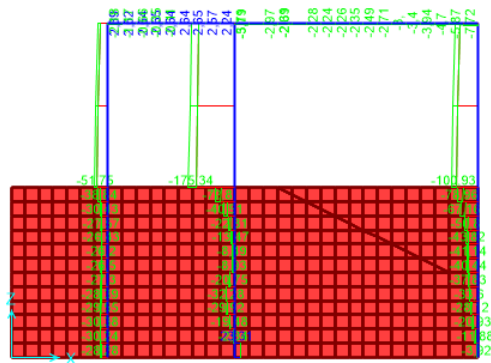


Figura 9.52 - Combinazione SLE-rara – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_rara)

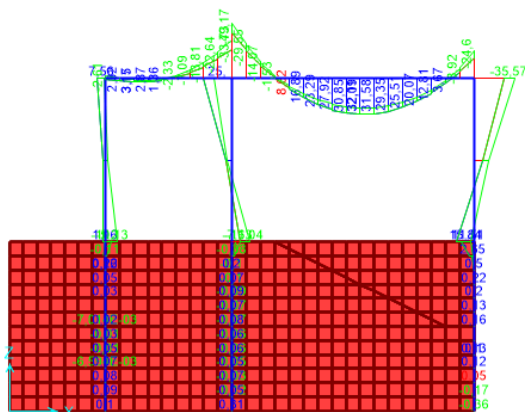



Figura 9.53 - Combinazione SLE-rara – Valori di Momento Flettente M33

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>					
	<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA IP00</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D26CL</p>	<p>DOCUMENTO FA0010003</p>	<p>REV B</p>

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLE_rara)

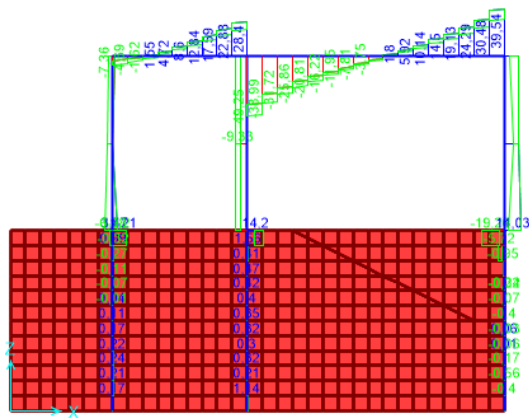


Figura 9.54 - Combinazione SLE-rara – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (INV_SLE_freq)

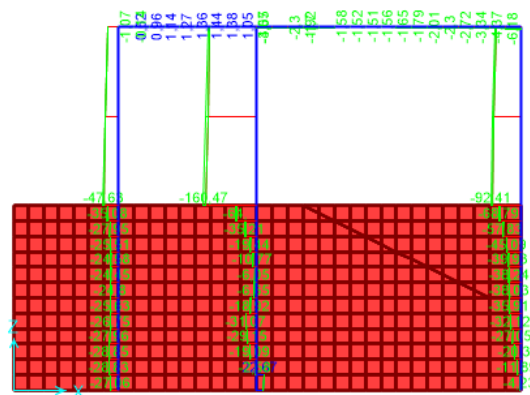


Figura 9.55 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_freq)

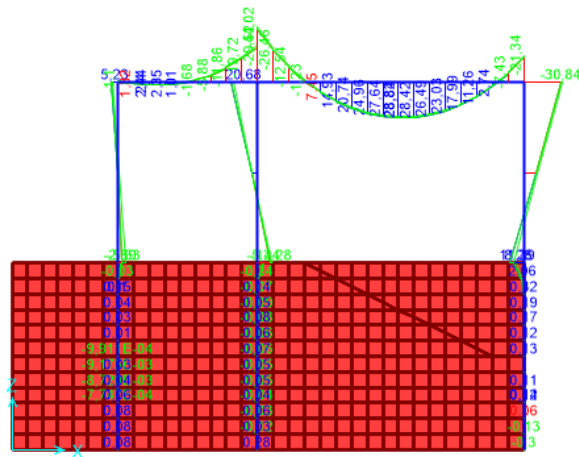


Figura 9.56 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLE_freq)

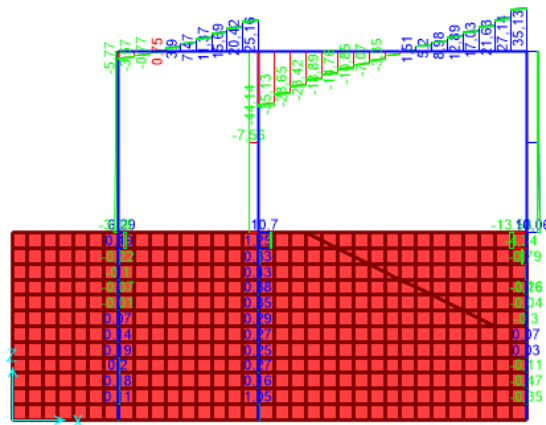


Figura 9.57 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (SLE_qp)

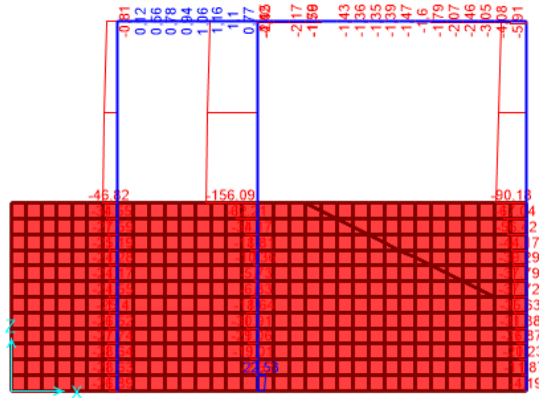


Figura 9.58 - Combinazione SLE-quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (SLE_qp)

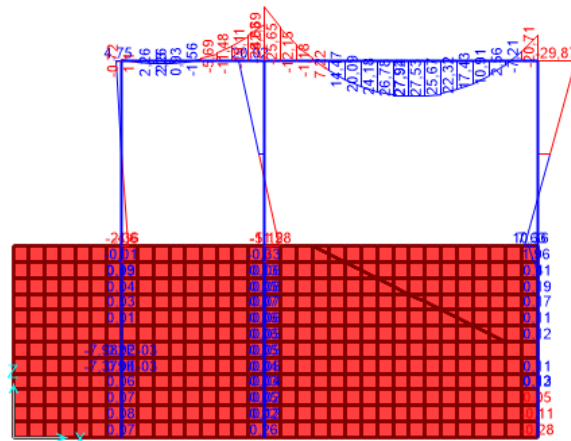


Figura 9.59 - Combinazione SLE- quasi permanente – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (SLE_qp)

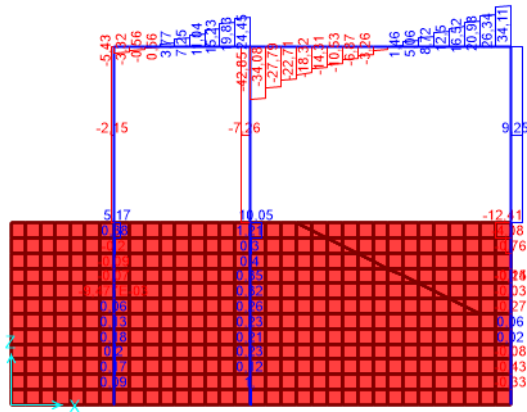


Figura 9.60 - Combinazione SLE- quasi permanente – Valori di Sforzo di Taglio V22

9.6 Telaio Filo Fisso Y_C

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso Y_C per le diverse combinazioni di carico considerate.

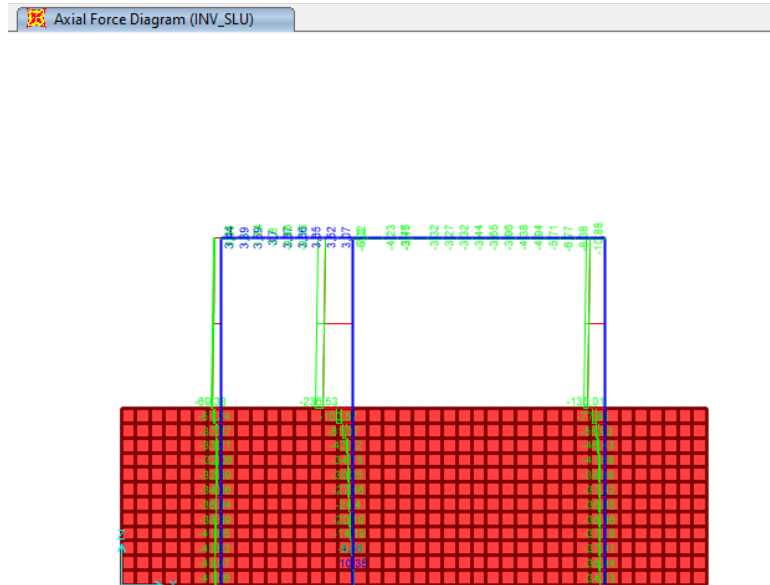


Figura 9.61 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

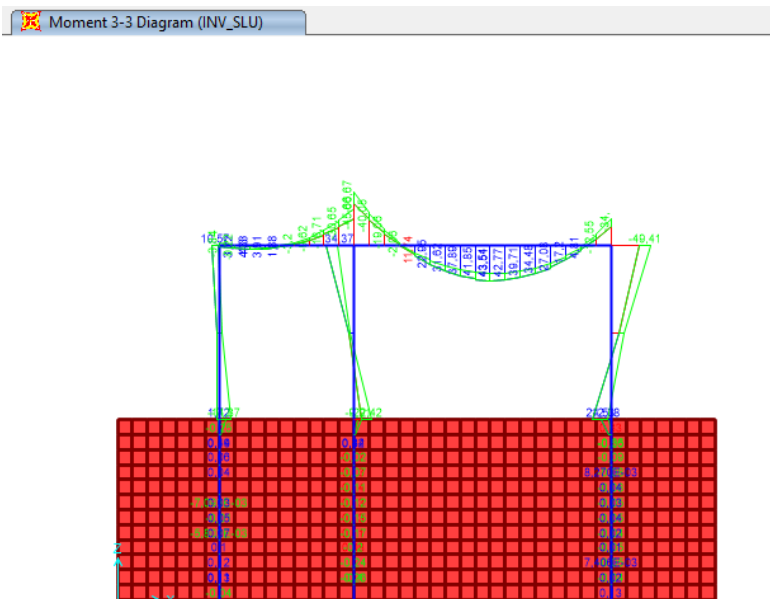


Figura 9.62 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLU)

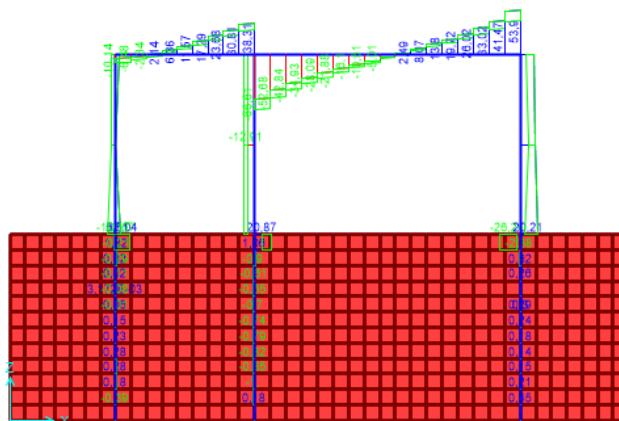


Figura 9.63 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22



Figura 9.64 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

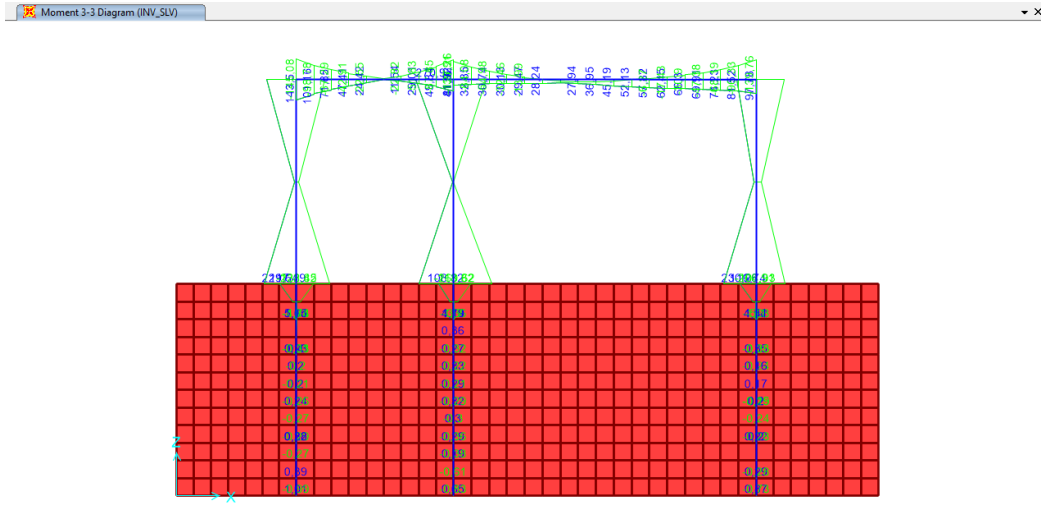


Figura 9.65 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M33

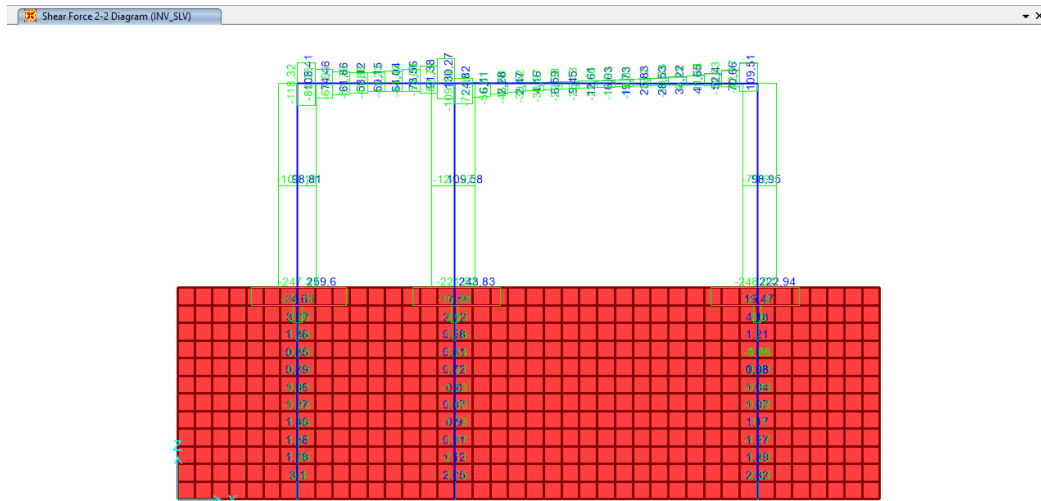


Figura 9.66 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (INV_SLE_rara)

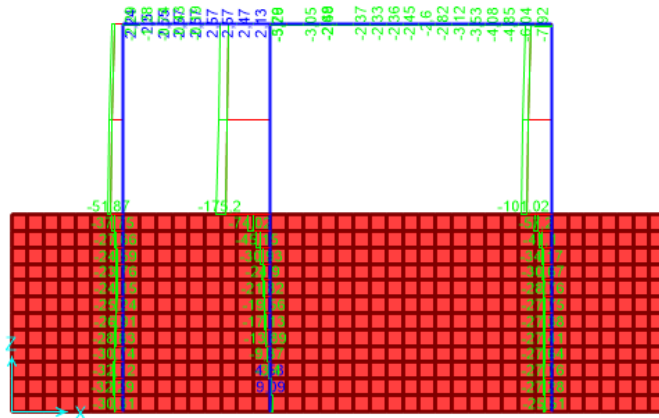


Figura 9.67 - Combinazione SLE-rara – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_rara)

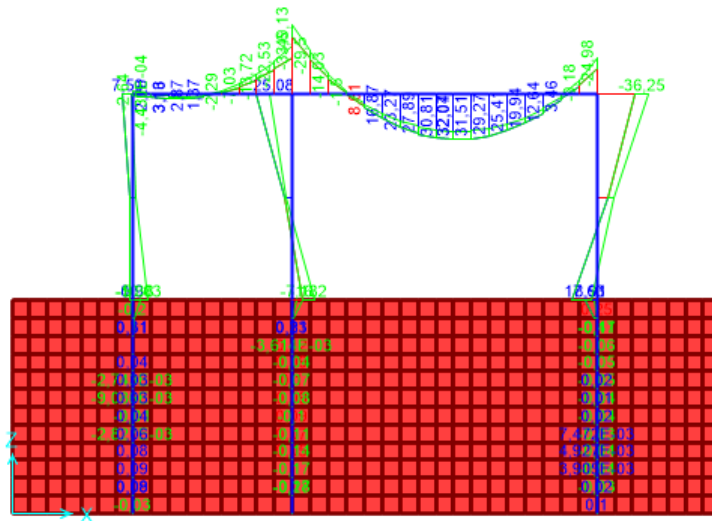


Figura 9.68 - Combinazione SLE-rara – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLE_rara)

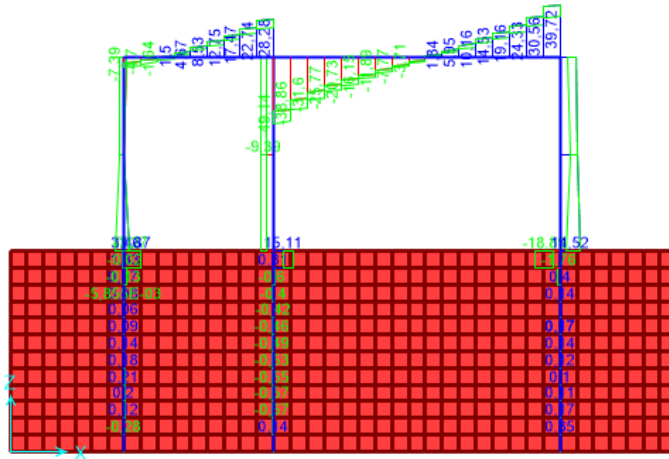


Figura 9.69 - Combinazione SLE-rara – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (INV_SLE_freq)

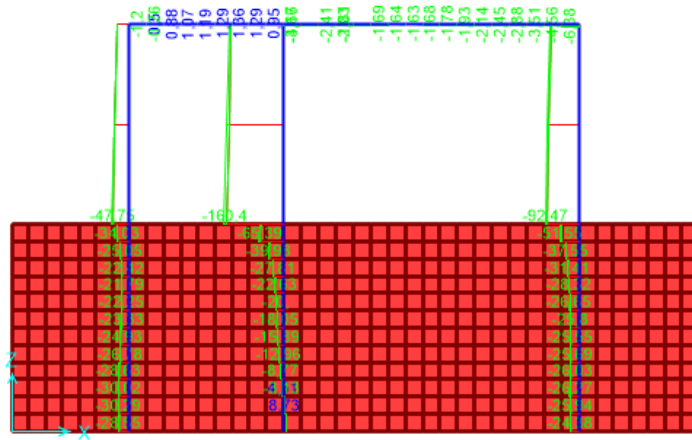


Figura 9.70 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (INV_SLE_freq)

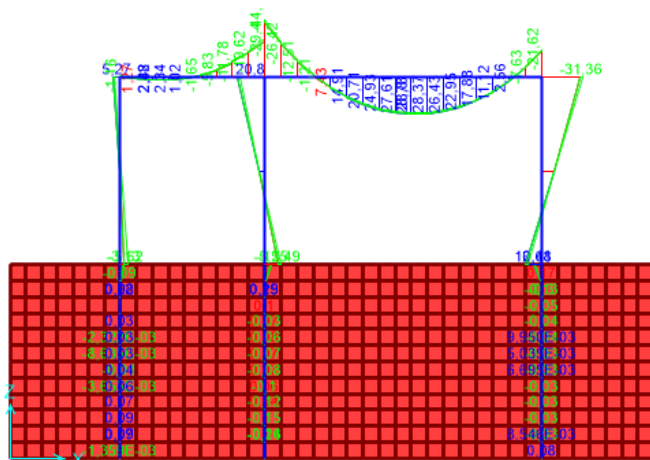


Figura 9.71 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (INV_SLE_freq)

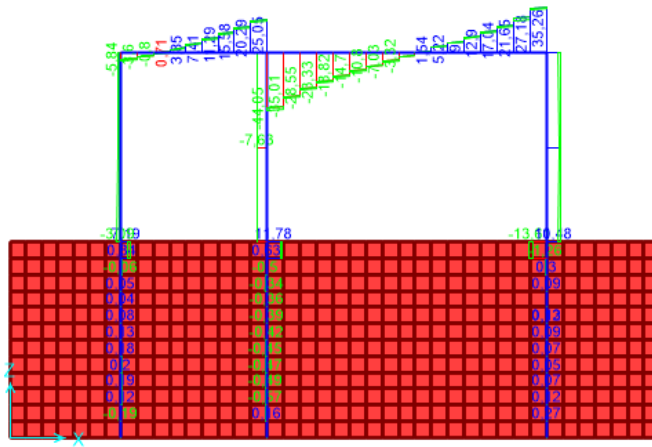


Figura 9.72 - Combinazione SLE-frequente – Valori di Sforzo di Taglio V22

Axial Force Diagram (SLE_qp)

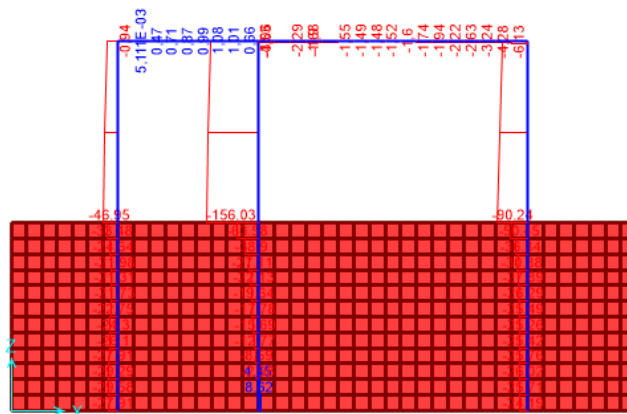


Figura 9.73 - Combinazione SLE-quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

Moment 3-3 Diagram (SLE_qp)

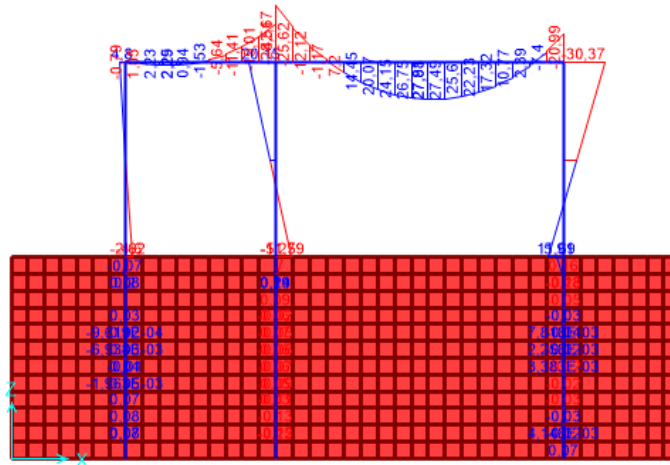


Figura 9.74 - Combinazione SLE- quasi permanente – Valori di Momento Flettente M33

Shear Force 2-2 Diagram (SLE_qp)

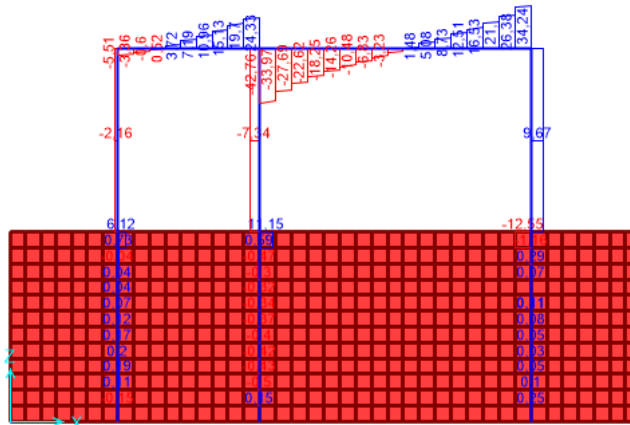


Figura 9.75 - Combinazione SLE- quasi permanente – Valori di Sforzo di Taglio V22

9.7 Scala

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni nelle due travi che costituiscono la scala del fabbricato, per le diverse combinazioni di carico considerate.

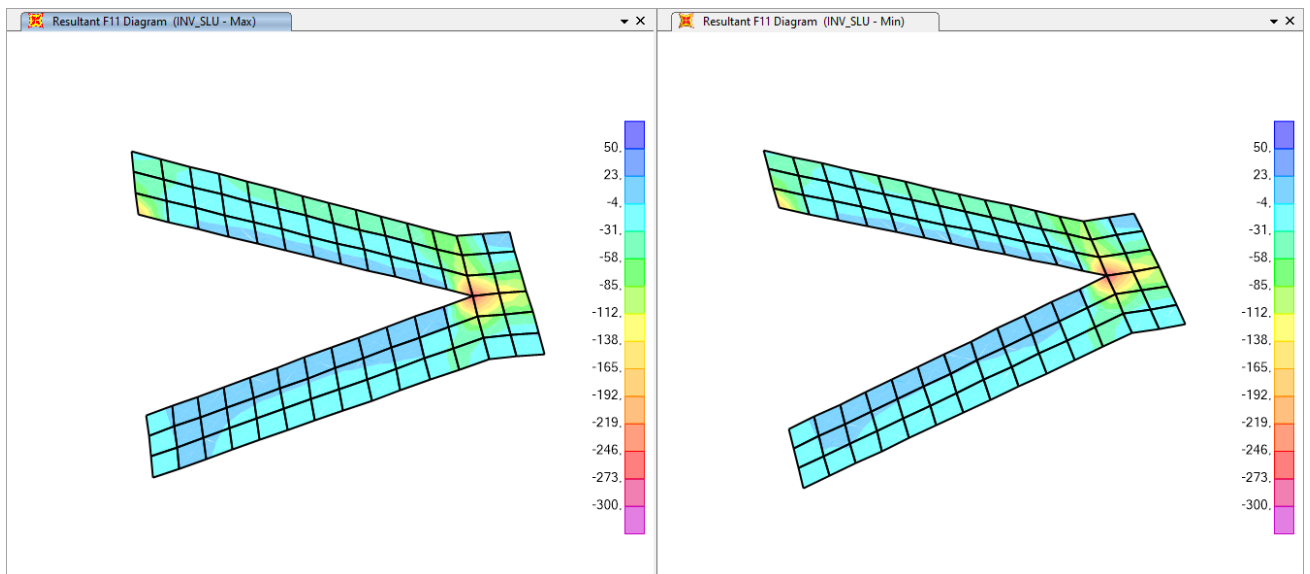


Figura 9.76 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale F11

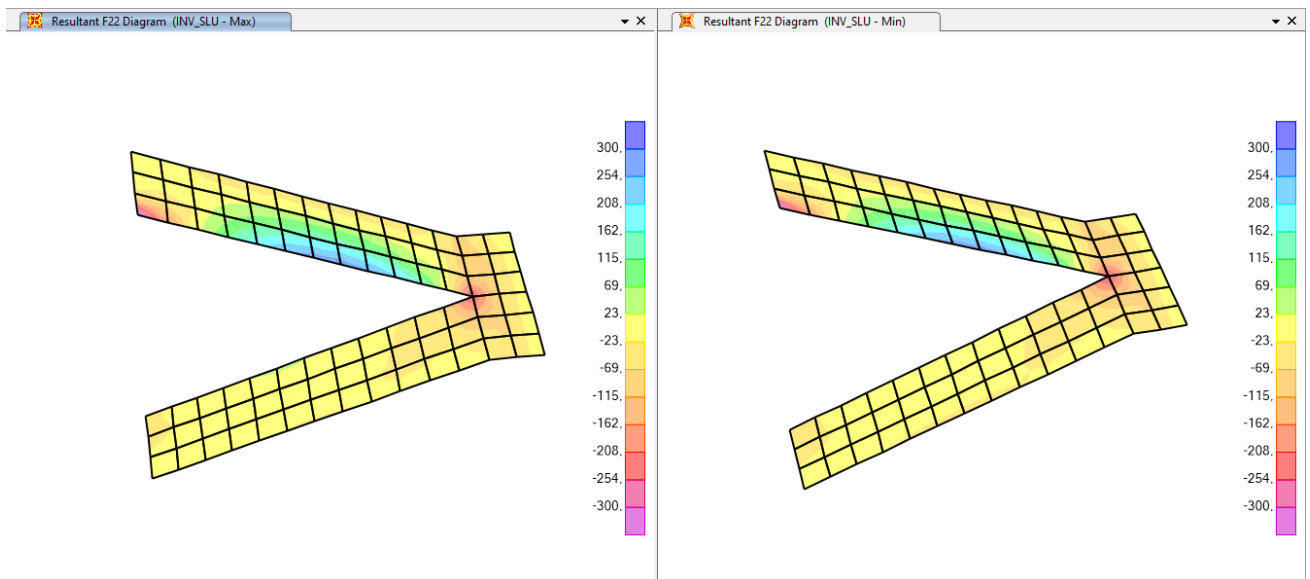


Figura 9.77 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale F22

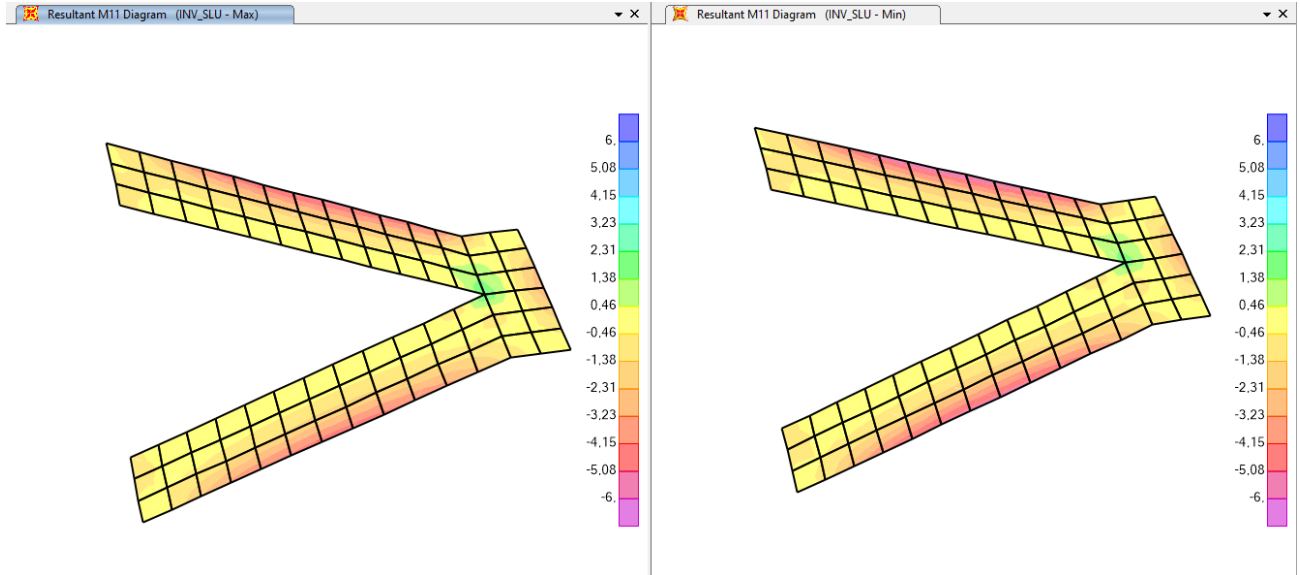


Figura 9.78 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M11

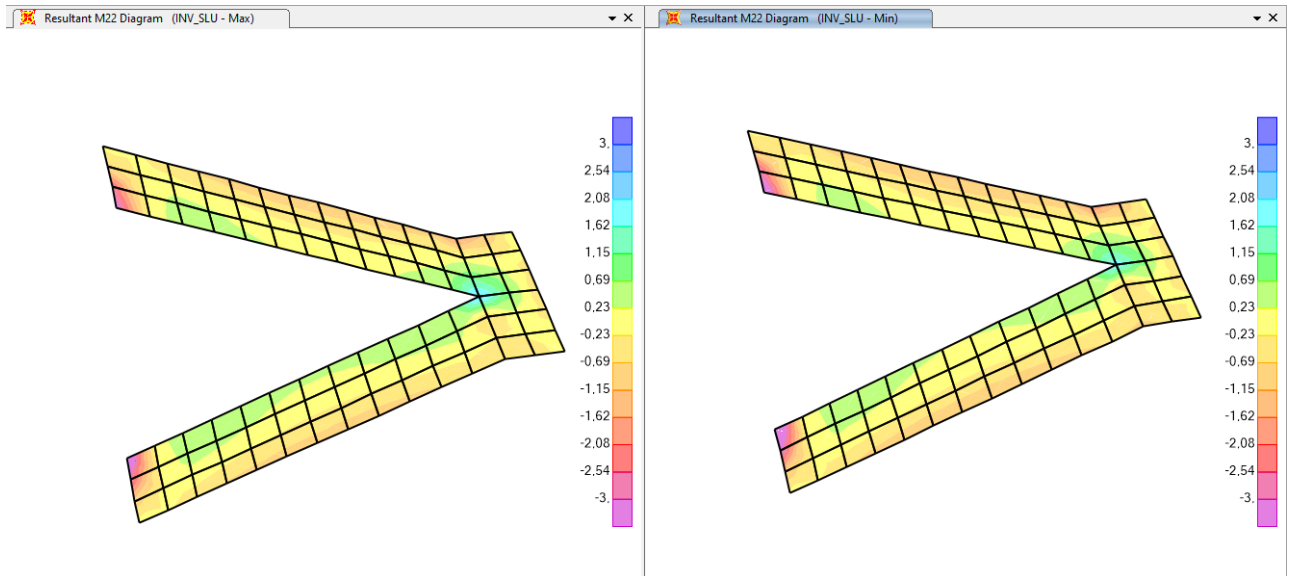


Figura 9.79 - Combinazione SLU– Valori di Momento Flettente M22

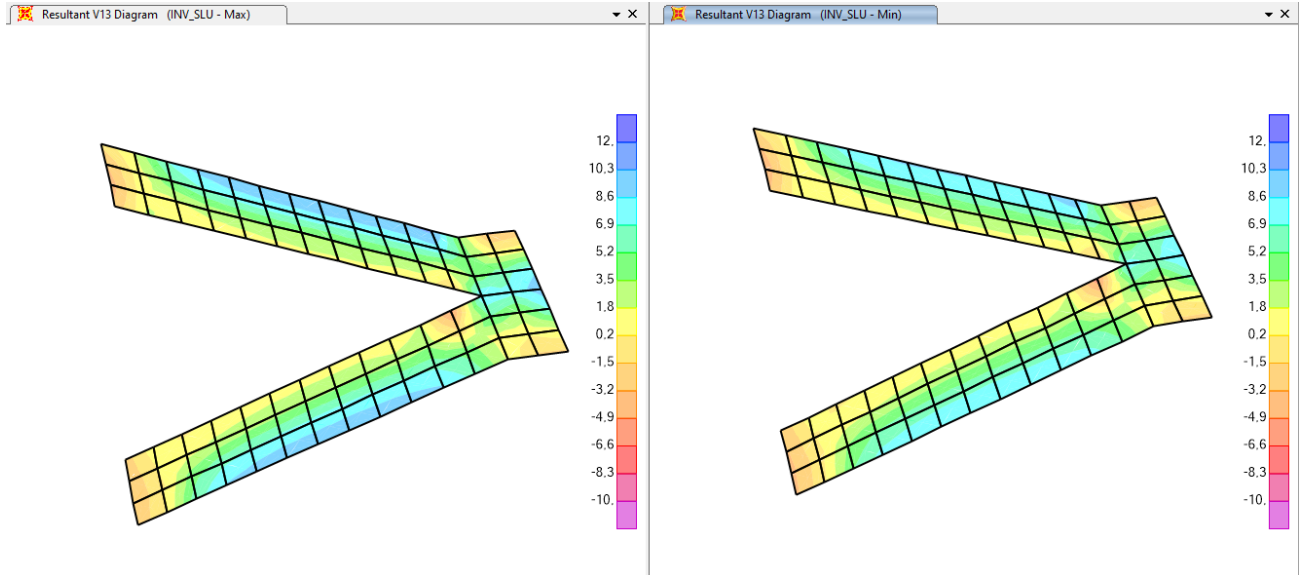


Figura 9.80 - Combinazione SLU – Valori di Taglio V13

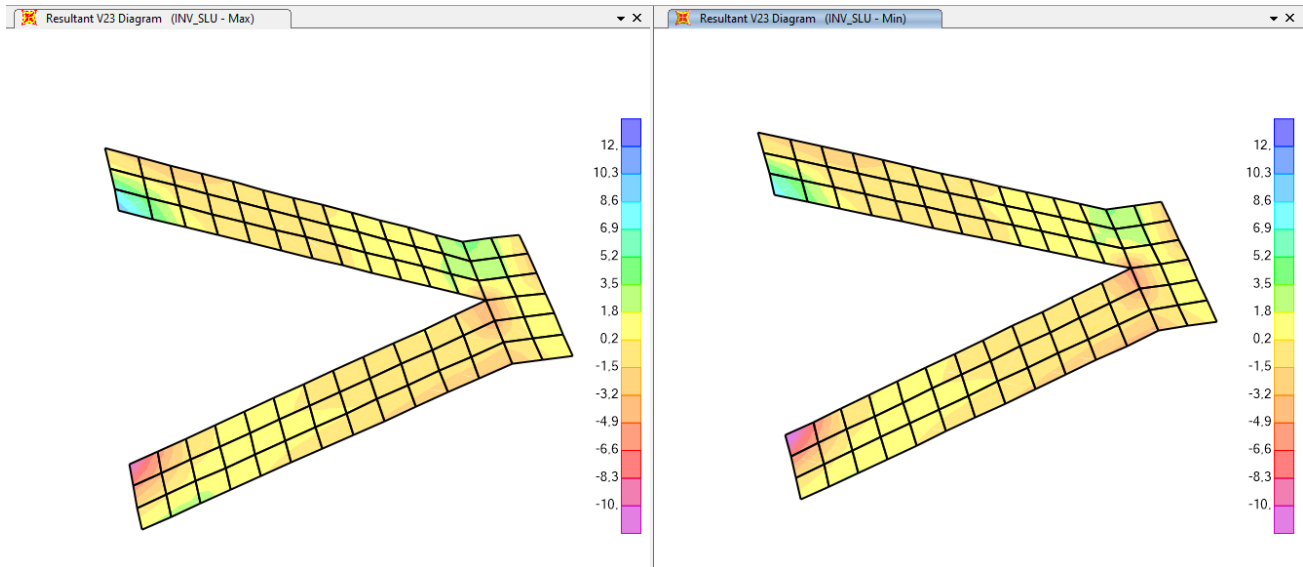


Figura 9.81 - Combinazione SLU – Valori di Taglio V23

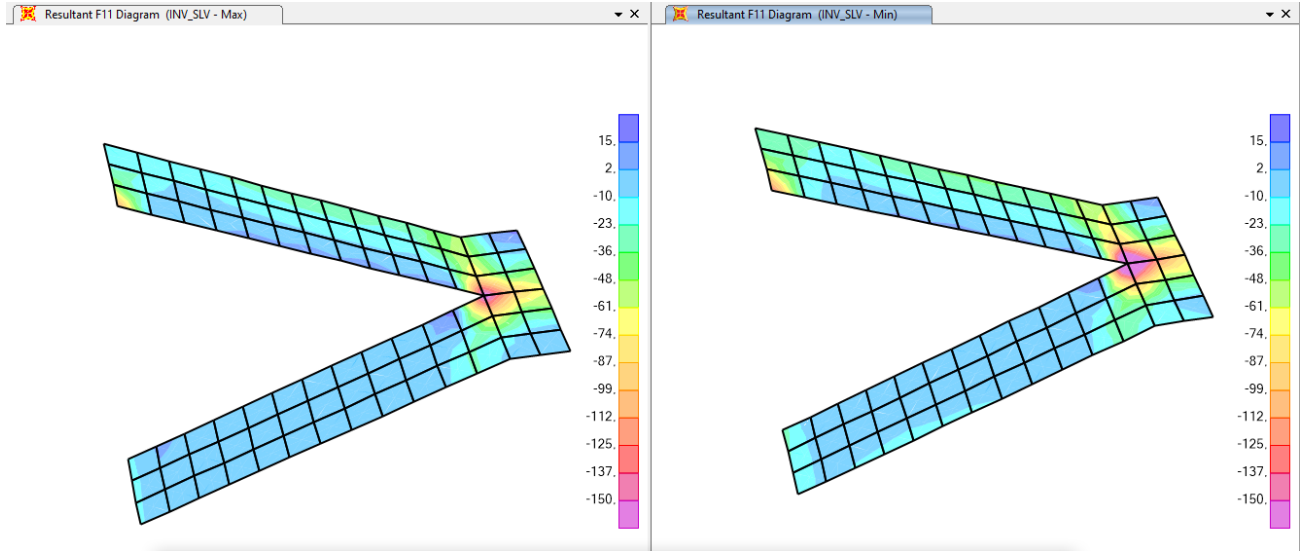


Figura 9.82 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale F11

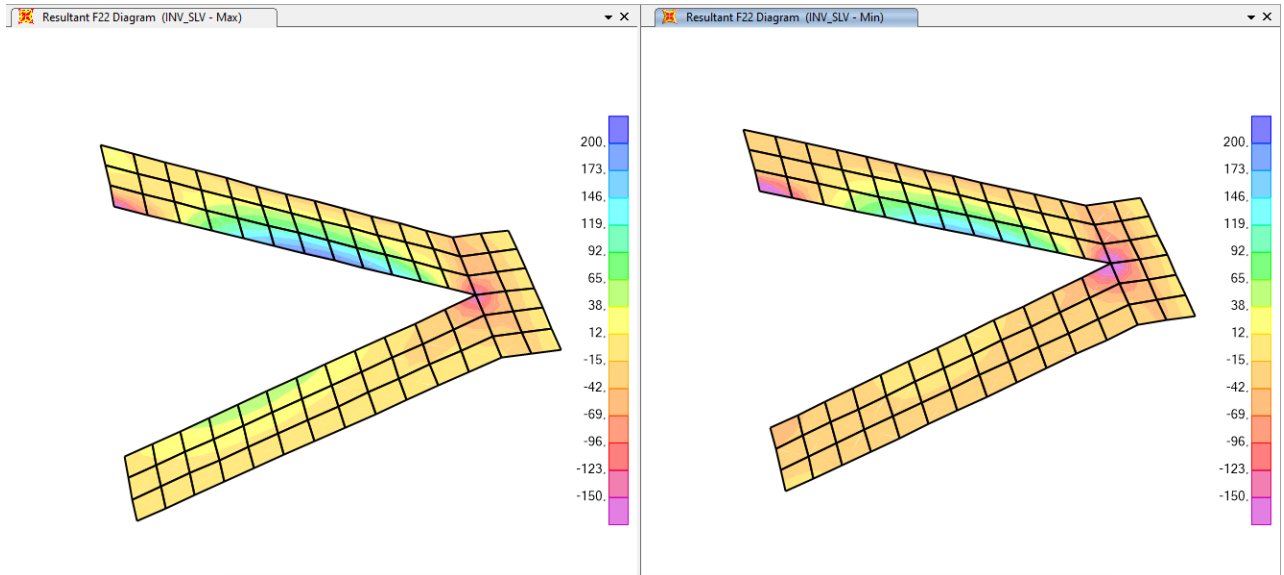


Figura 9.83 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale F22

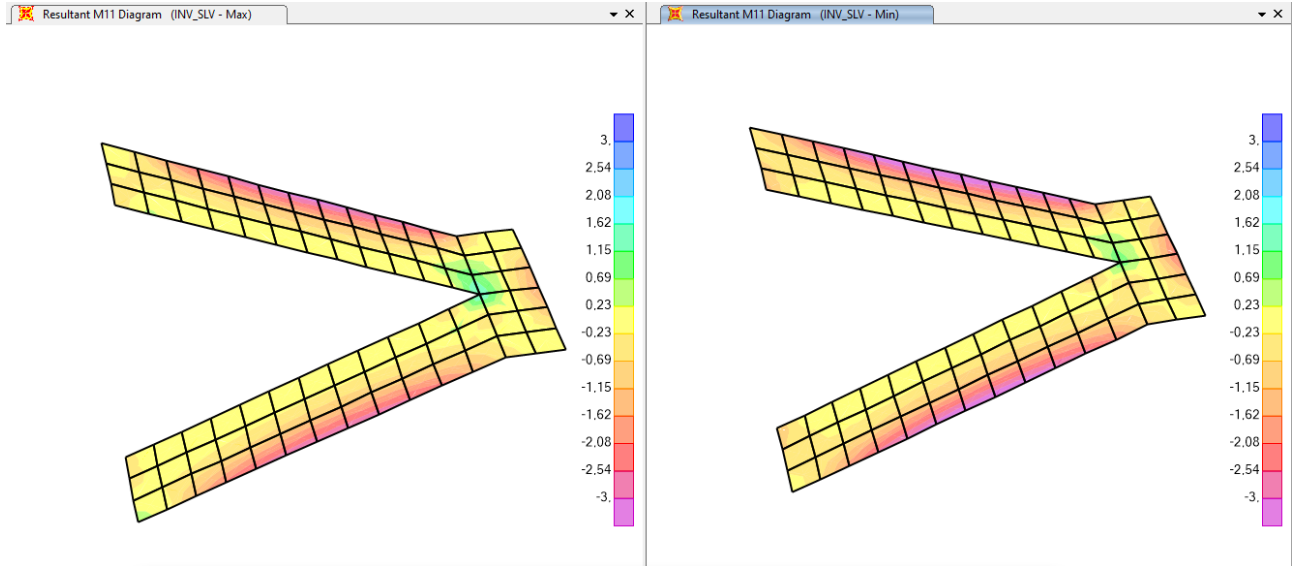


Figura 9.84 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M11

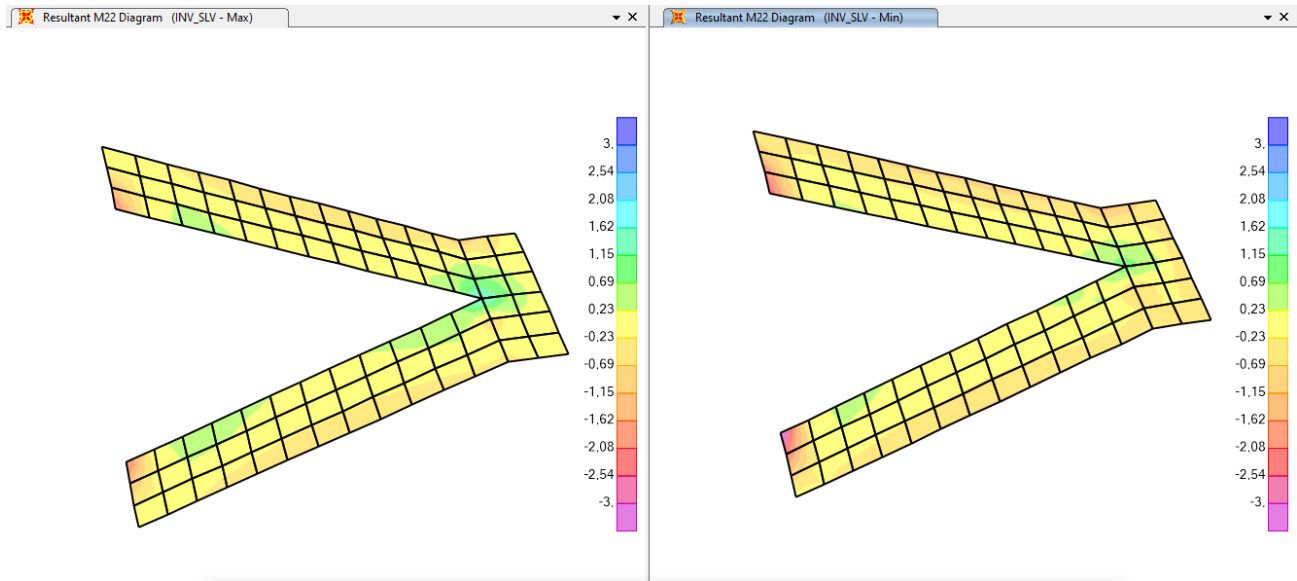


Figura 9.85 - Combinazione SLV– Valori di Momento Flettente M22

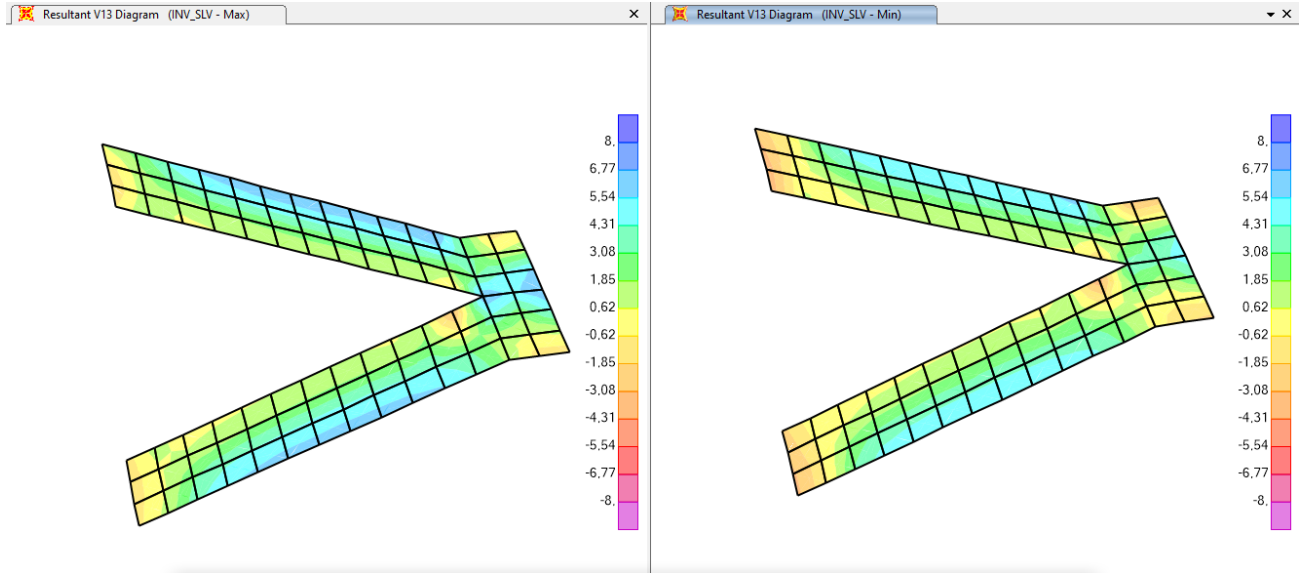


Figura 9.86 - Combinazione SLV – Valori di Taglio V13

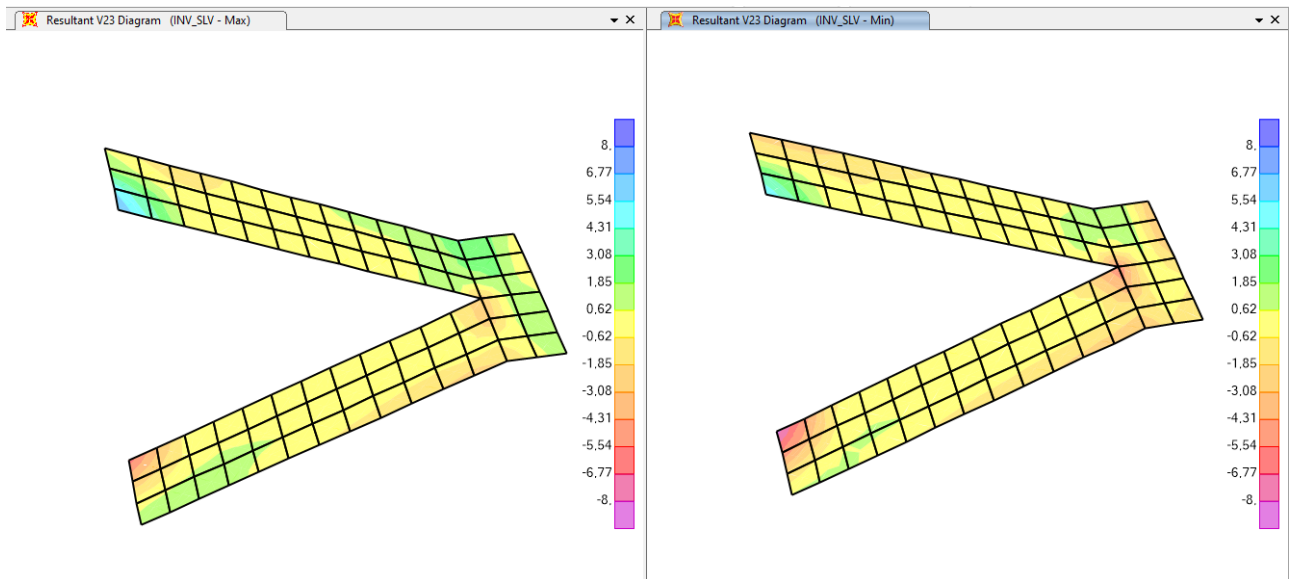


Figura 9.87 - Combinazione SLV – Valori di Taglio V23

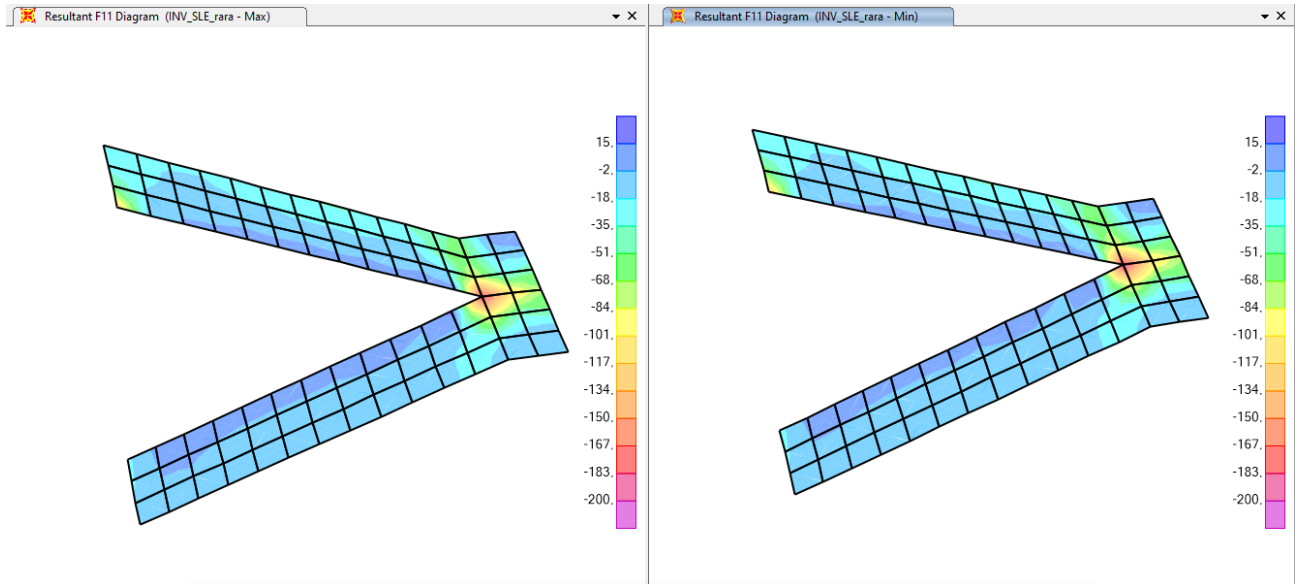


Figura 9.88 - Combinazione SLE_rara– Valori di Sforzo Normale F11

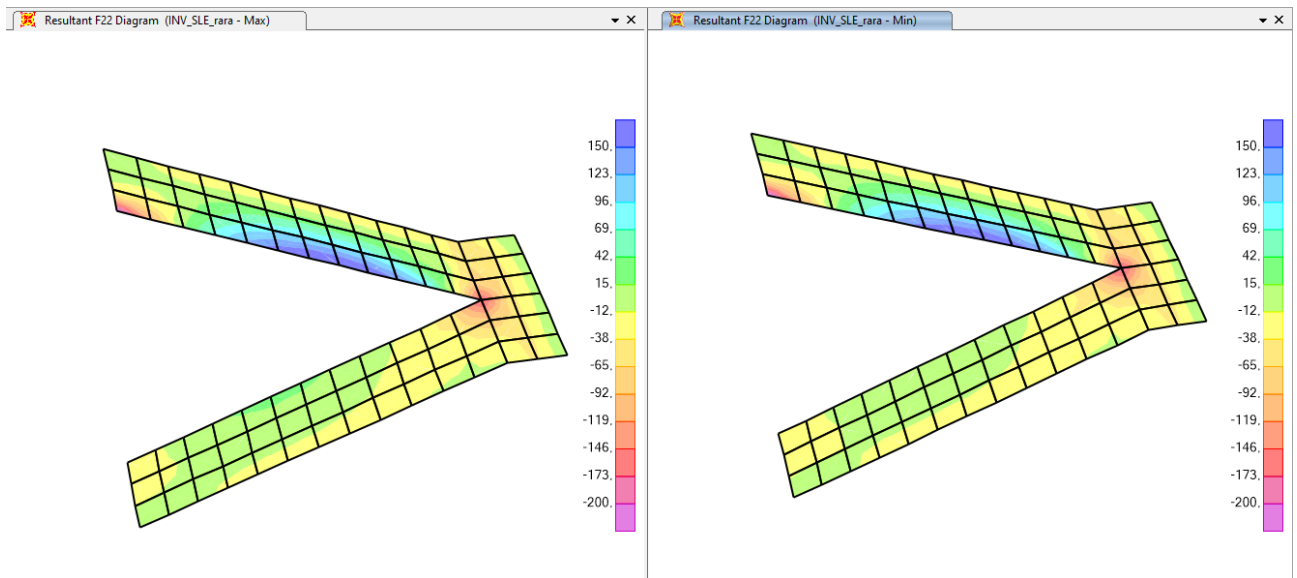


Figura 9.89 - Combinazione SLE_rara – Valori di Sforzo Normale F22

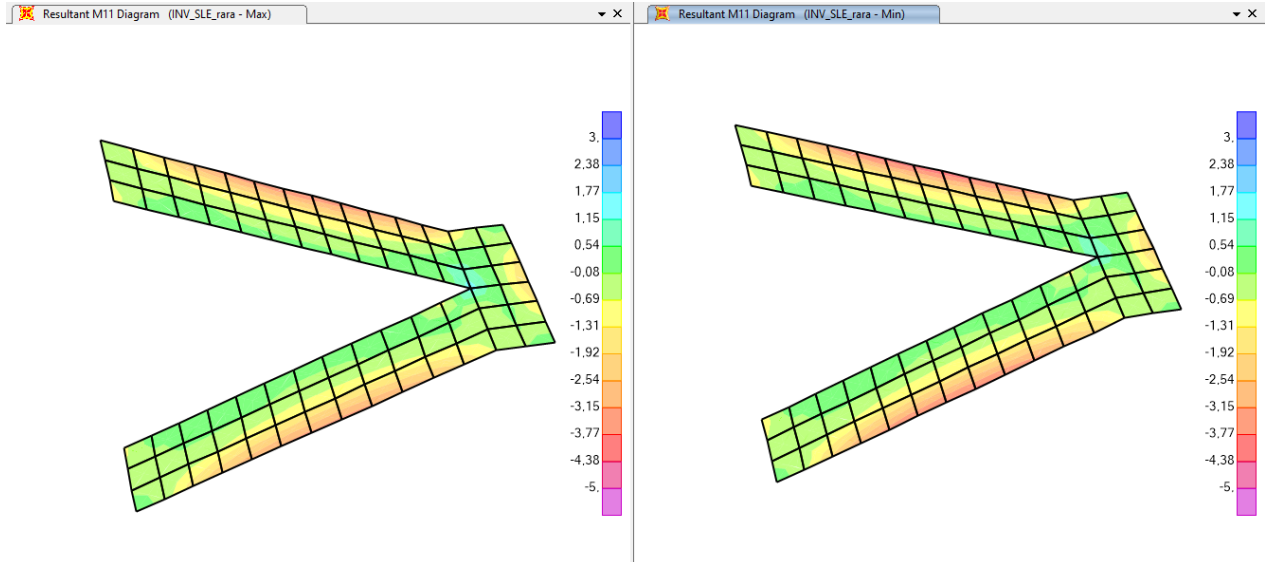


Figura 9.90 - Combinazione SLE_rara – Valori di Momento Flettente M11

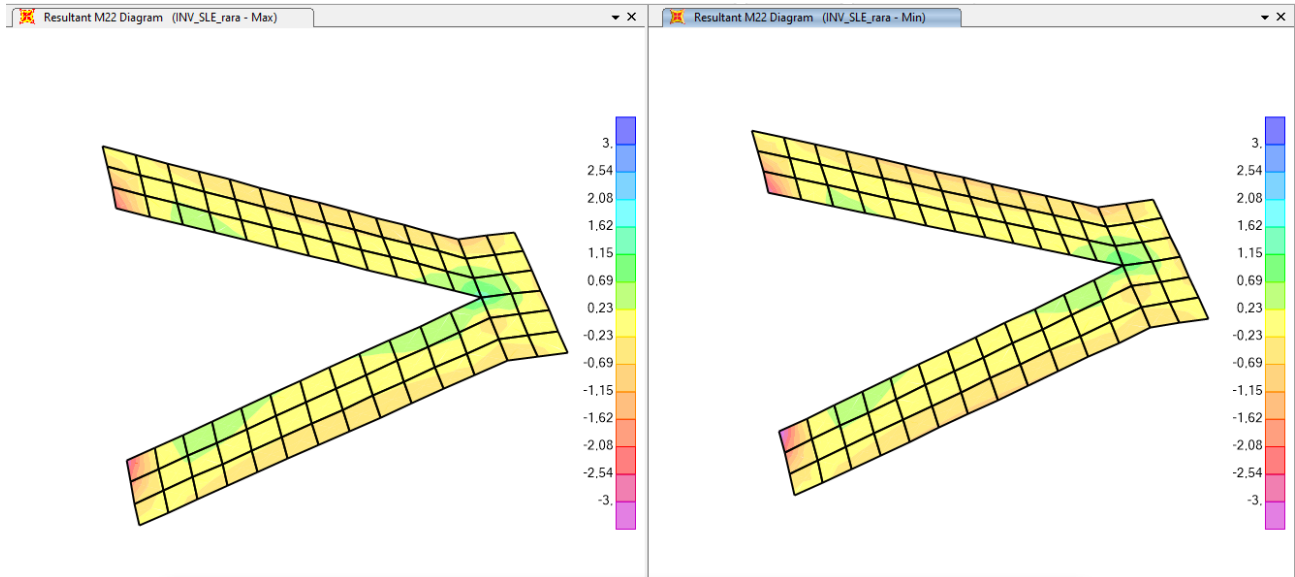


Figura 9.91 - Combinazione SLE_rara– Valori di Momento Flettente M22

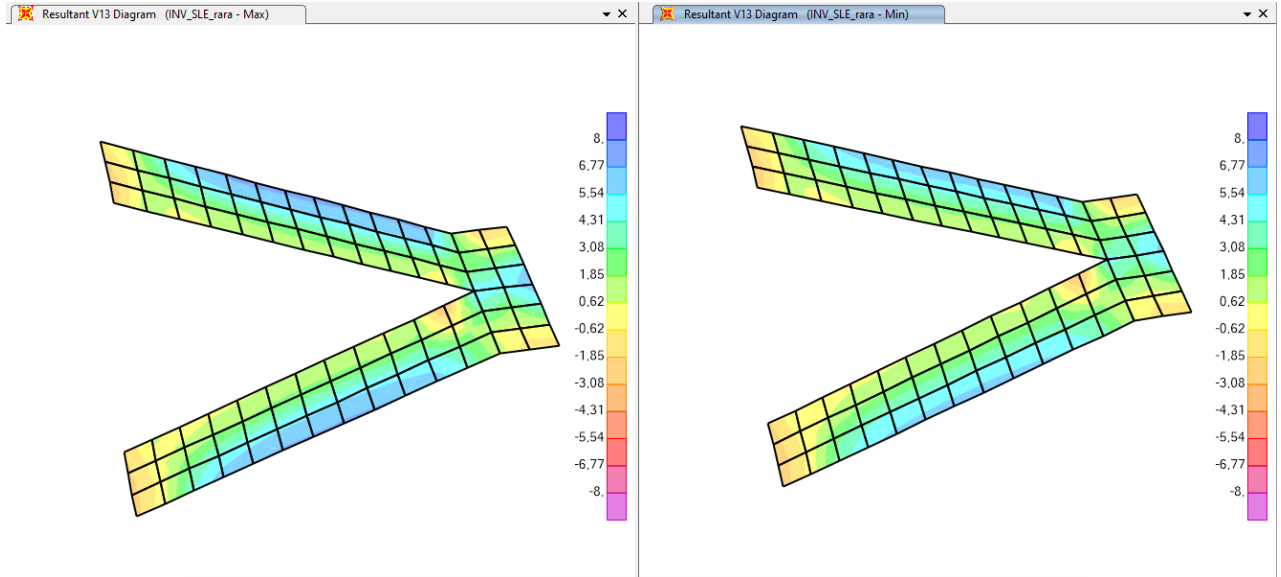


Figura 9.92 - Combinazione SLE_rara – Valori di Taglio V13

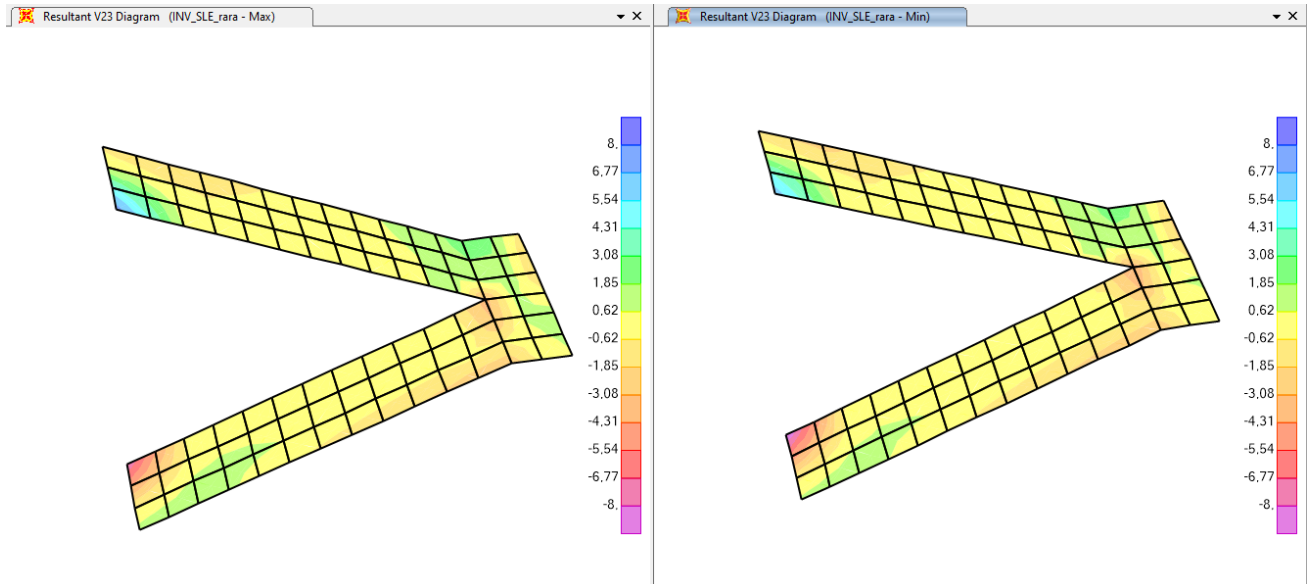


Figura 9.93 - Combinazione SLE_rara – Valori di Taglio V23

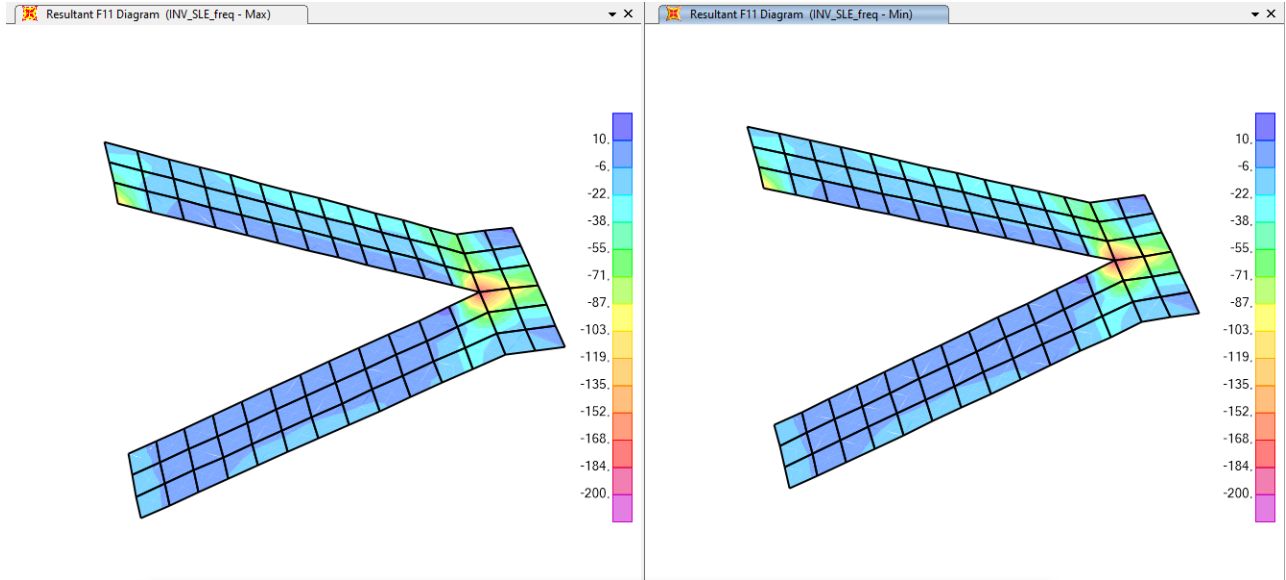


Figura 9.94 - Combinazione SLE_freq – Valori di Sforzo Normale F11

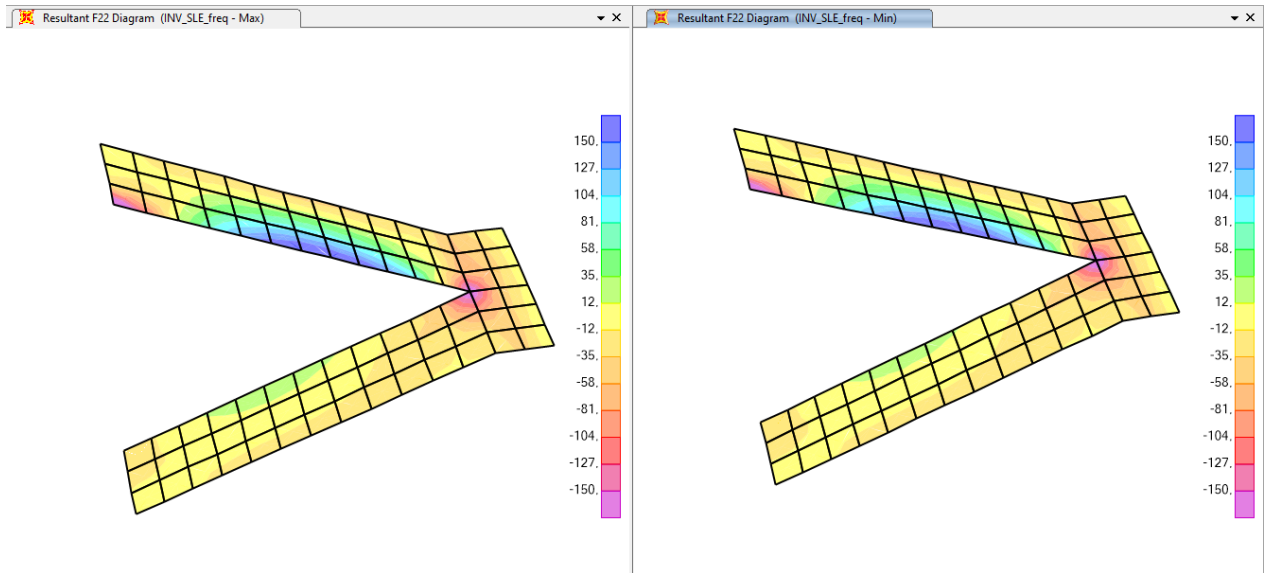


Figura 9.95 - Combinazione SLE_freq – Valori di Sforzo Normale F22

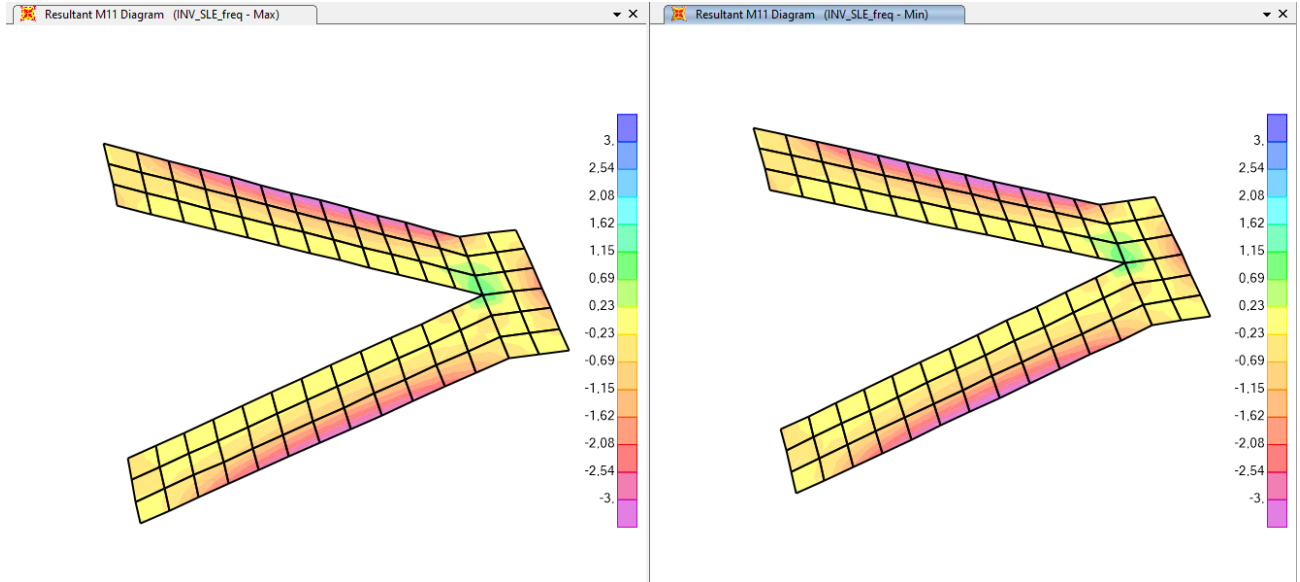


Figura 9.96 - Combinazione SLE_freq – Valori di Momento Flettente M11

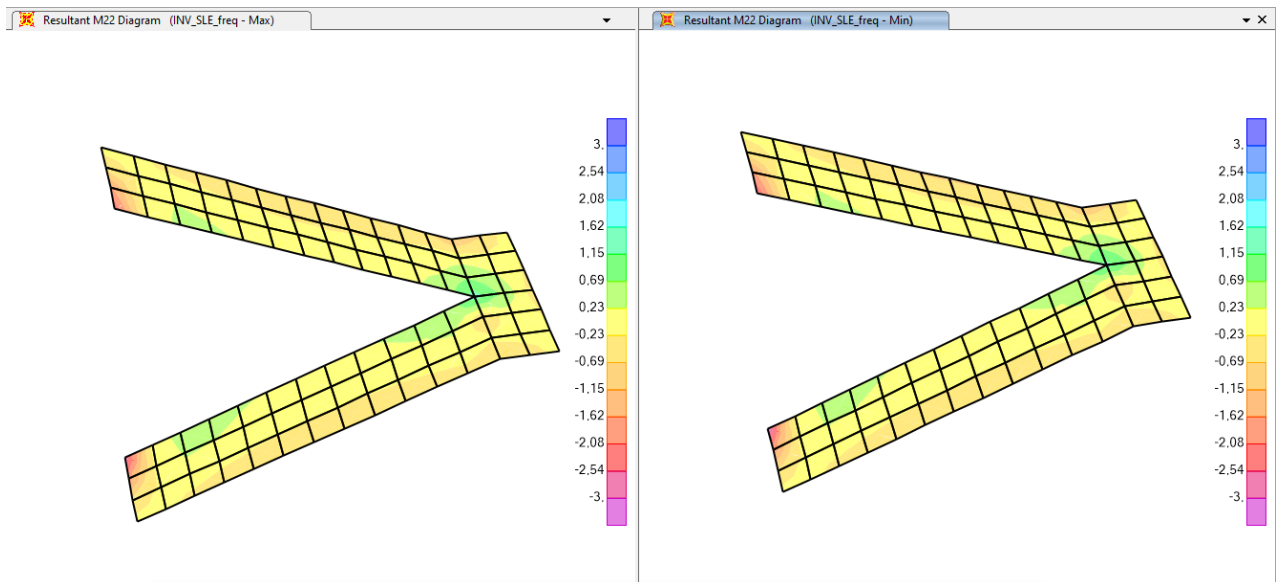


Figura 9.97 - Combinazione SLE_freq – Valori di Momento Flettente M22

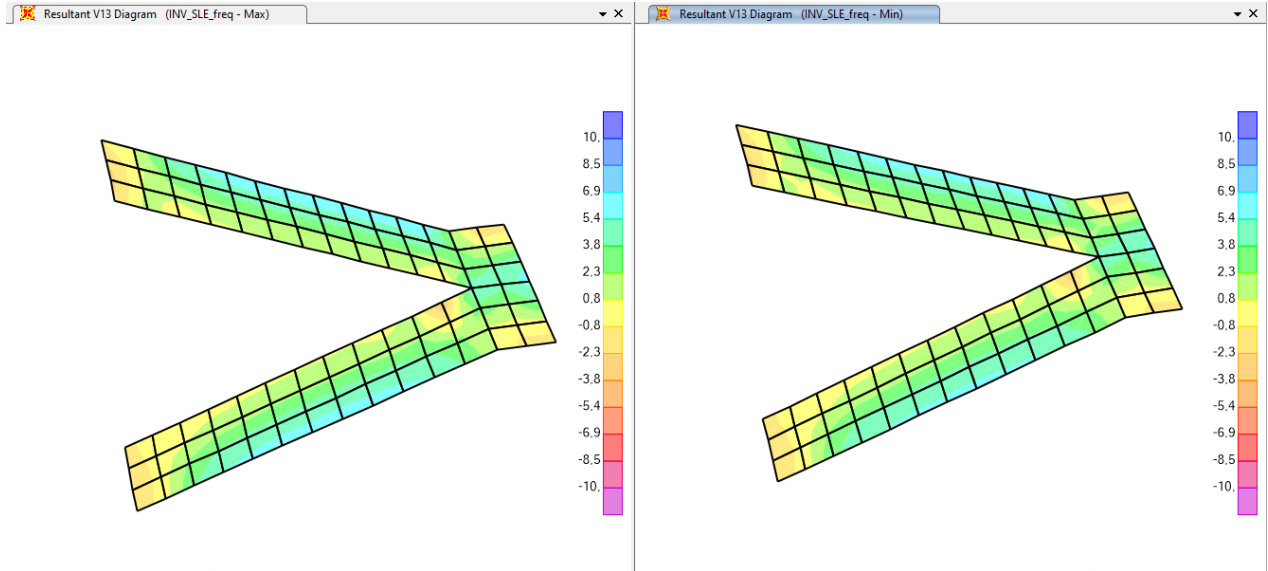


Figura 9.98 - Combinazione SLE_freq – Valori di Taglio V13

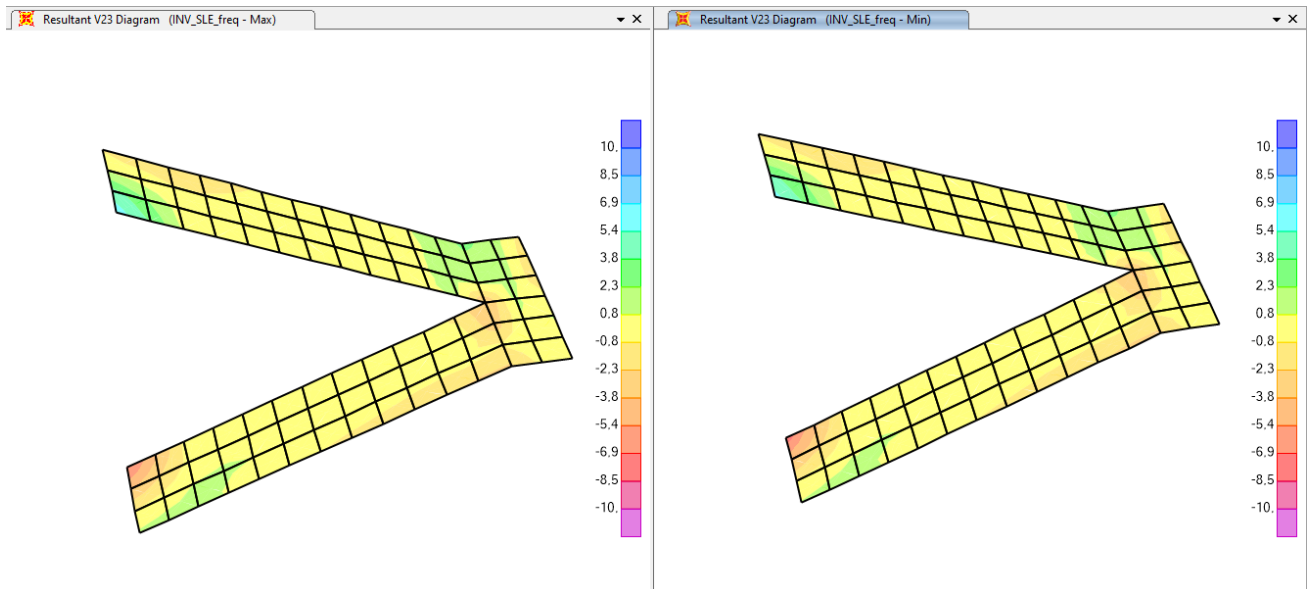


Figura 9.99 - Combinazione SLE_freq – Valori di Taglio V23

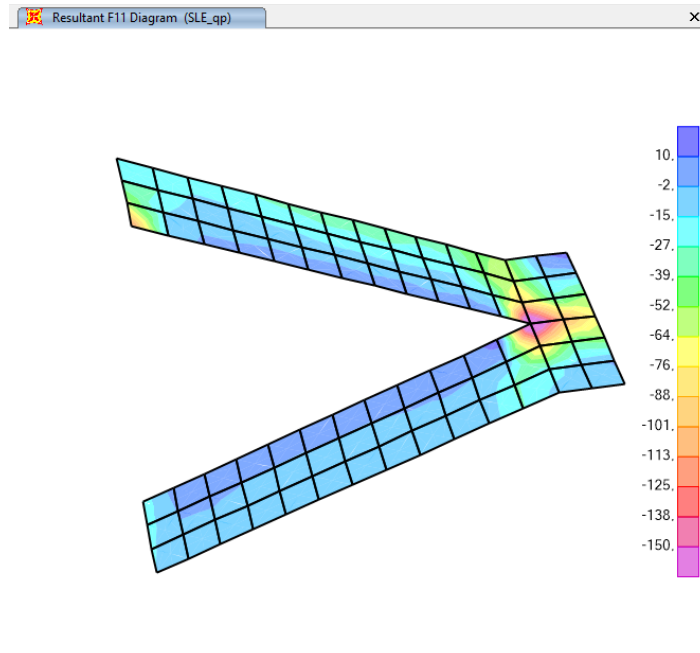


Figura 9.100 - Combinazione SLE_qp – Valori di Sforzo Normale F11

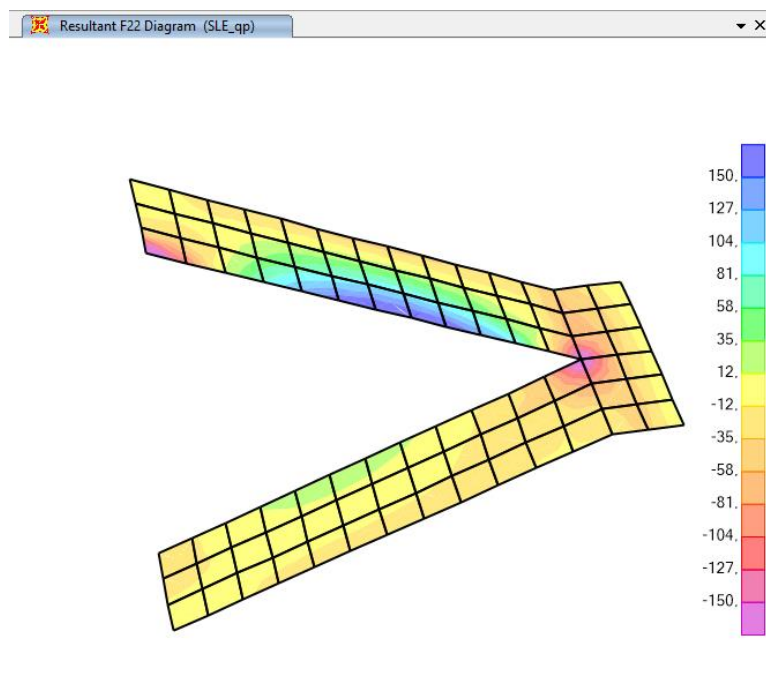


Figura 9.101 - Combinazione SLE_qp – Valori di Sforzo Normale F22

Resultant M11 Diagram (SLE_qp)

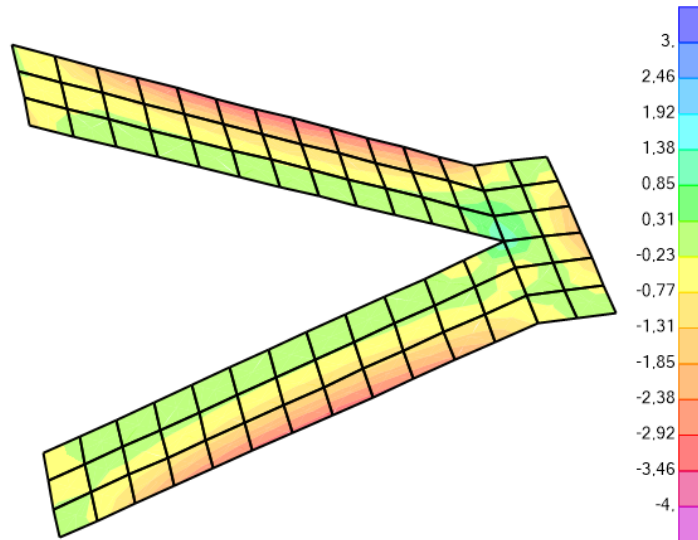


Figura 9.102 - Combinazione SLE_qp – Valori di Momento Flettente M11

Resultant M22 Diagram (SLE_qp)

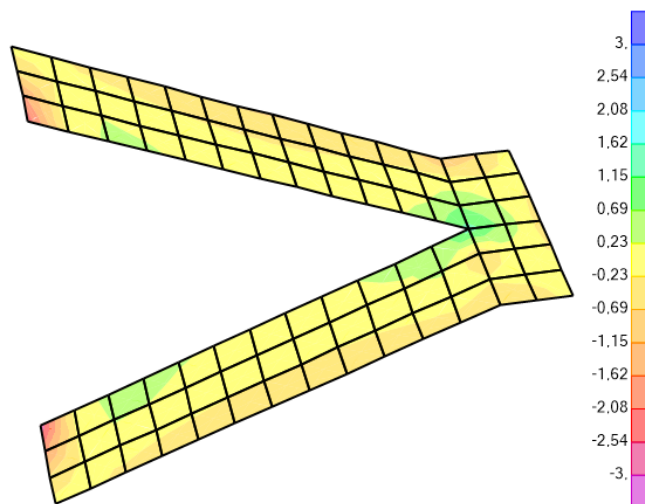


Figura 9.103 - Combinazione SLE_qp– Valori di Momento Flettente M22

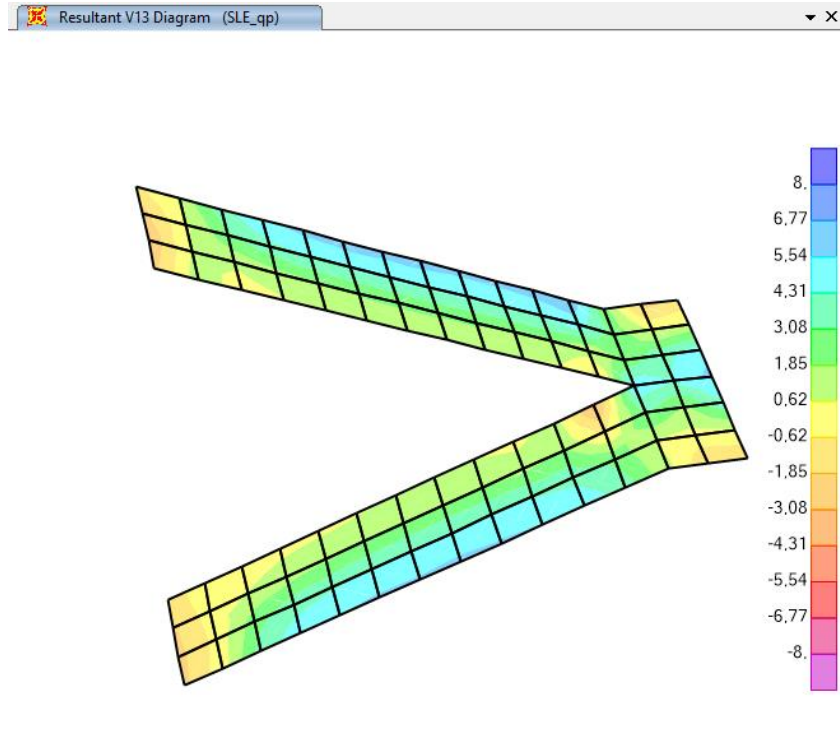


Figura 9.104 - Combinazione SLE_qp – Valori di Taglio V13

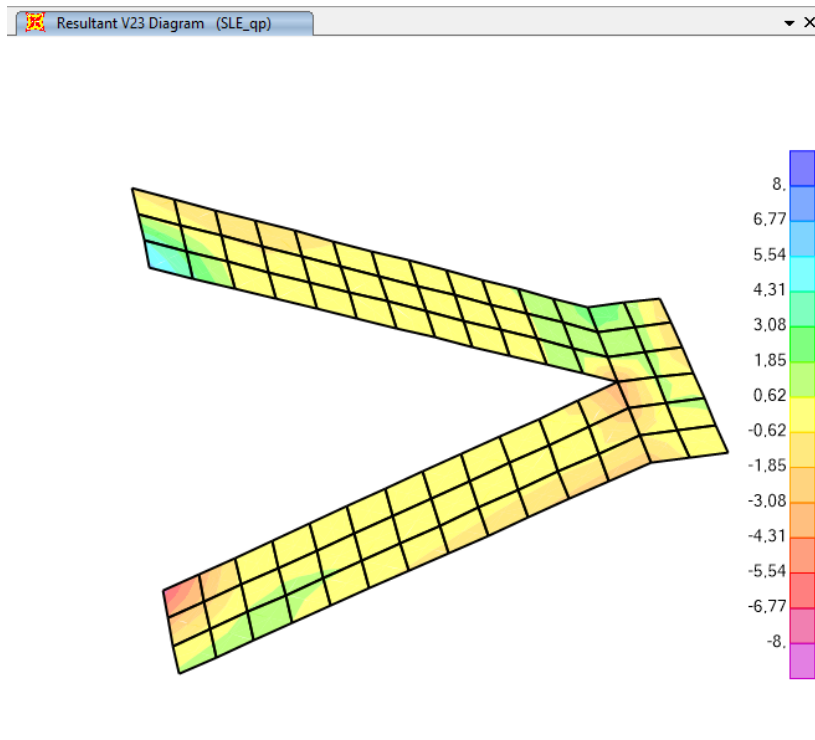



Figura 9.105 - Combinazione SLE_qp – Valori di Taglio V23

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>111 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	111 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	111 di 241								

9.1 Platea di Soletta

La soletta del piano terra è progettata come un elemento a piastra con uno spessore di 30 cm. Le sollecitazioni interne sono date nelle seguenti tabelle e immagini.

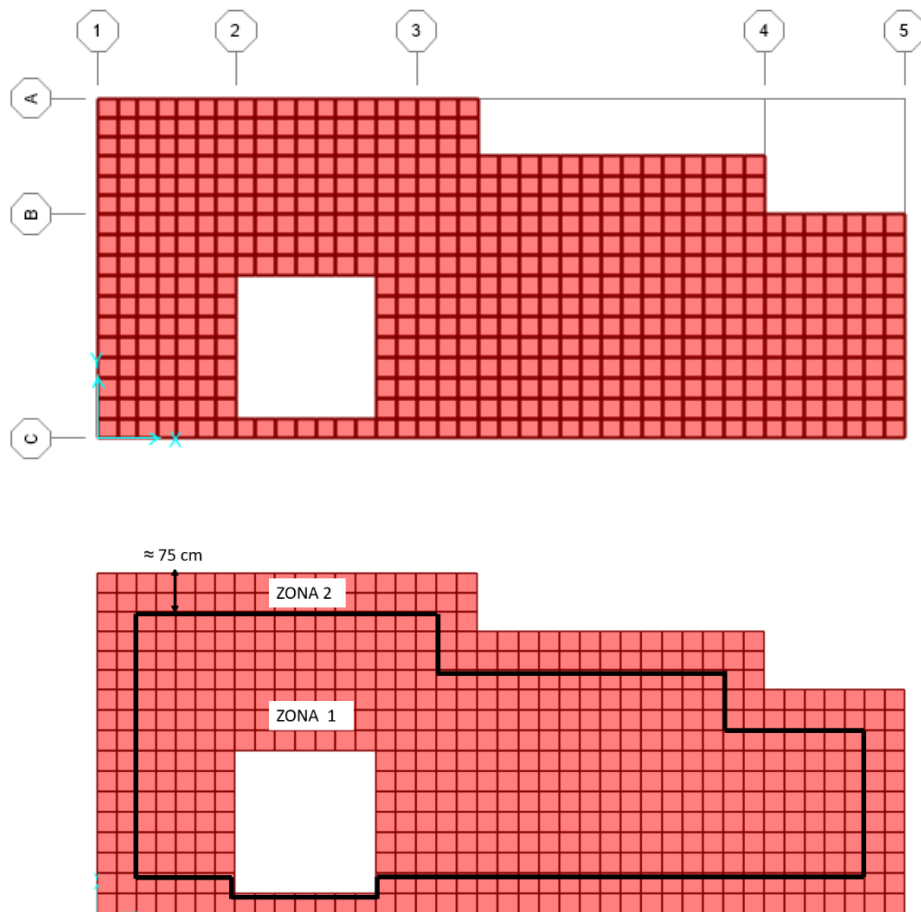


Figura 9.106 – Individuazione degli elementi shell considerati per la verifica della soletta del piano terra

I valori massimi e minimi dei momenti flettenti per la platea di fondazione per le combinazioni considerate sono riepilogati nella seguente tabella:

ZONA-1

M11 max	SLU	8359	22,45	kNm/m	M11 min	SLU	8856	-34,36	kNm/m
	SLV	8359	19,72	kNm/m		SLV	8311	-26	kNm/m
M22 max	SLU	8577	29,06	kNm/m	M22 min	SLU	8856	-28,31	kNm/m
	SLV	8365	24,73	kNm/m		SLV	8856	-25,48	kNm/m
M11 max	SLE_r	8359	16,38	kNm/m	M11 min	SLE_r	8856	-24,76	kNm/m
	SLE_f	8359	14,23	kNm/m		SLE_f	8512	-22,95	kNm/m
	SLE_qp	8359	13,66	kNm/m		SLE_qp	8512	-22,05	kNm/m
M22 max	SLE_r	8577	20,64	kNm/m	M22 min	SLE_r	8856	-20,34	kNm/m
	SLE_f	8577	19,14	kNm/m		SLE_f	8856	-19	kNm/m
	SLE_qp	8577	18,48	kNm/m		SLE_qp	8311	-18,26	kNm/m

ZONA-2

M11 max	SLU	8359	33,90	kNm/m	M11 min	SLU	8856	-38,08	kNm/m
	SLV	8359	154,56	kNm/m		SLV	8311	-154,81	kNm/m
M22 max	SLU	8577	29,06	kNm/m	M22 min	SLU	8856	-92,97	kNm/m
	SLV	8365	90,91	kNm/m		SLV	8856	-175,94	kNm/m
M11 max	SLE_r	8359	24,79	kNm/m	M11 min	SLE_r	8856	-26,79	kNm/m
	SLE_f	8359	20,53	kNm/m		SLE_f	8512	-24,06	kNm/m
	SLE_qp	8359	19,92	kNm/m		SLE_qp	8512	-23,62	kNm/m
M22 max	SLE_r	8577	20,64	kNm/m	M22 min	SLE_r	8856	-64,89	kNm/m
	SLE_f	8577	19,14	kNm/m		SLE_f	8856	-52,23	kNm/m
	SLE_qp	8577	18,48	kNm/m		SLE_qp	8311	-50,18	kNm/m

Si riportano di seguito le immagini che illustrano la distribuzione dei momenti flettenti e del taglio negli elementi tipo *shell* costituenti la platea per le combinazioni di carico agli SLU e SLV.

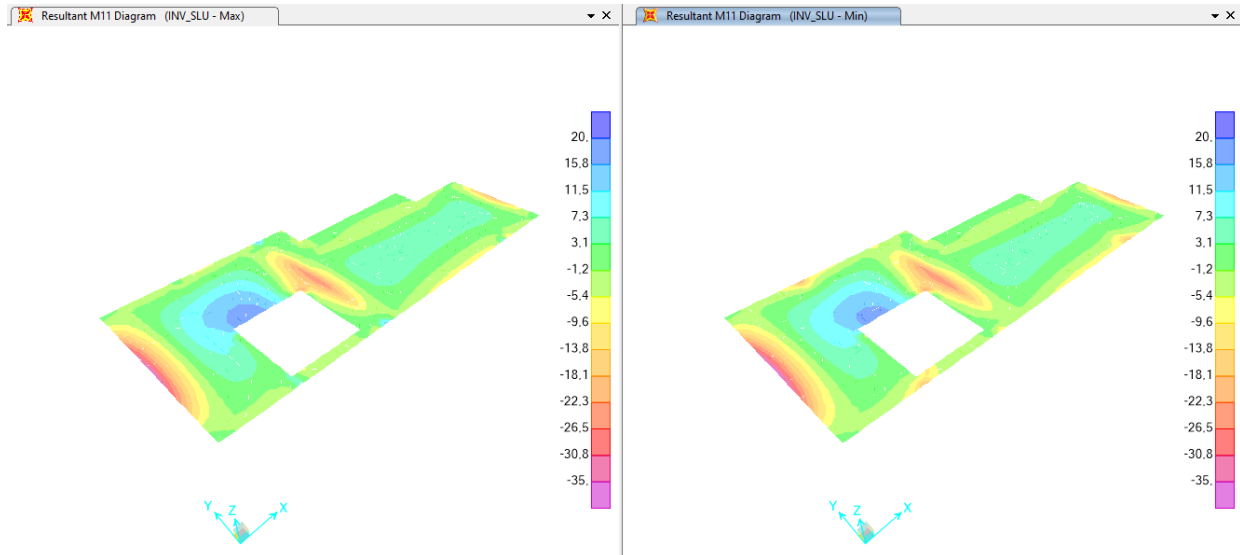


Figura 9.107 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLU

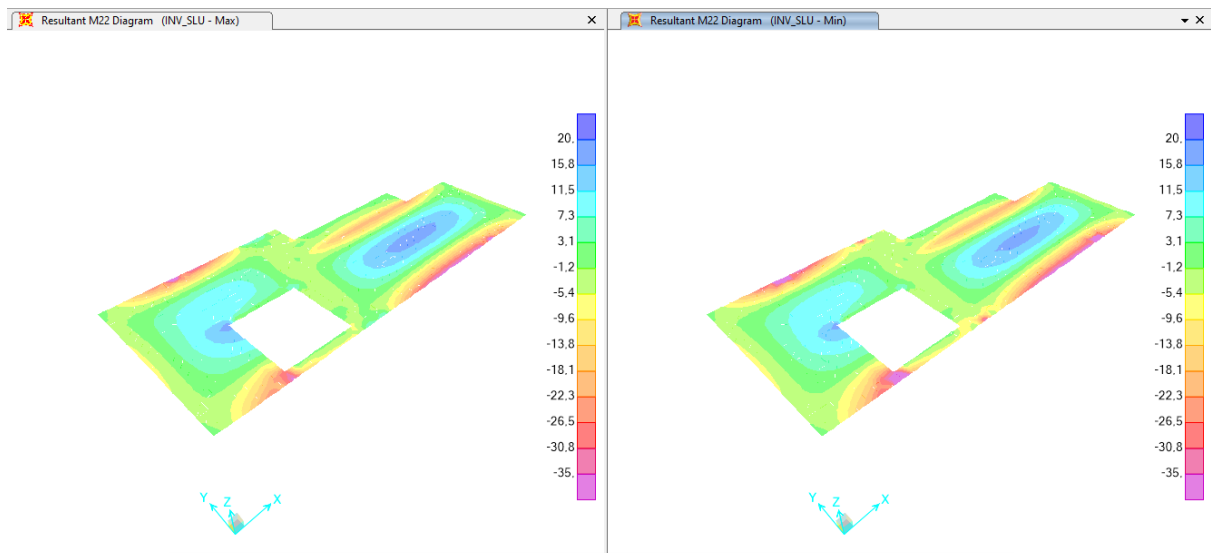


Figura 9.108 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLU

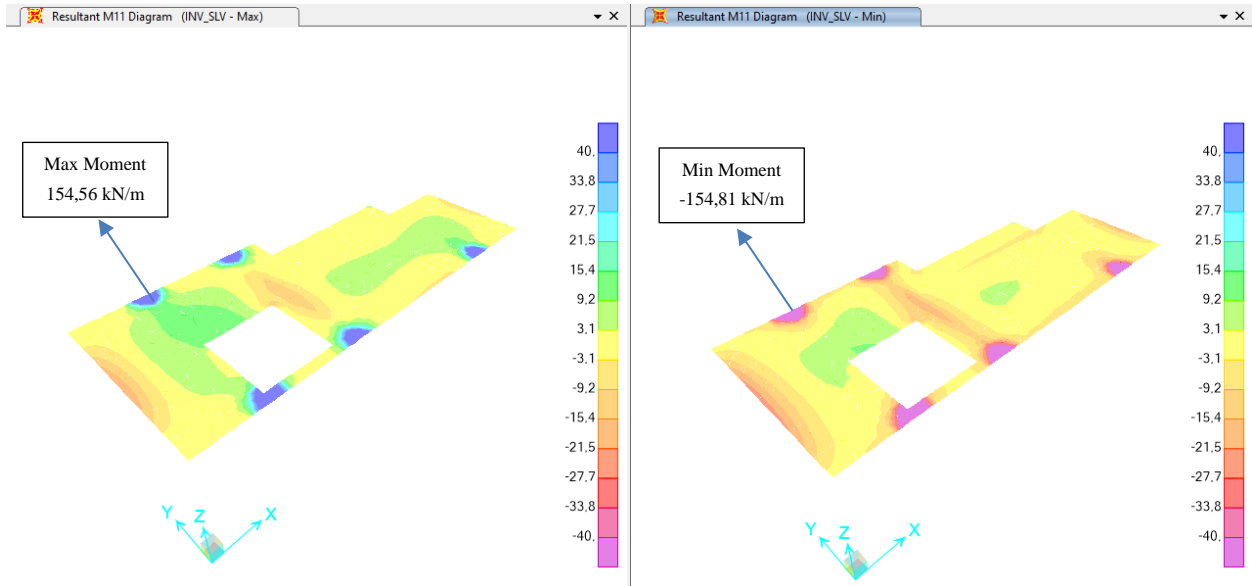


Figura 9.109 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLV

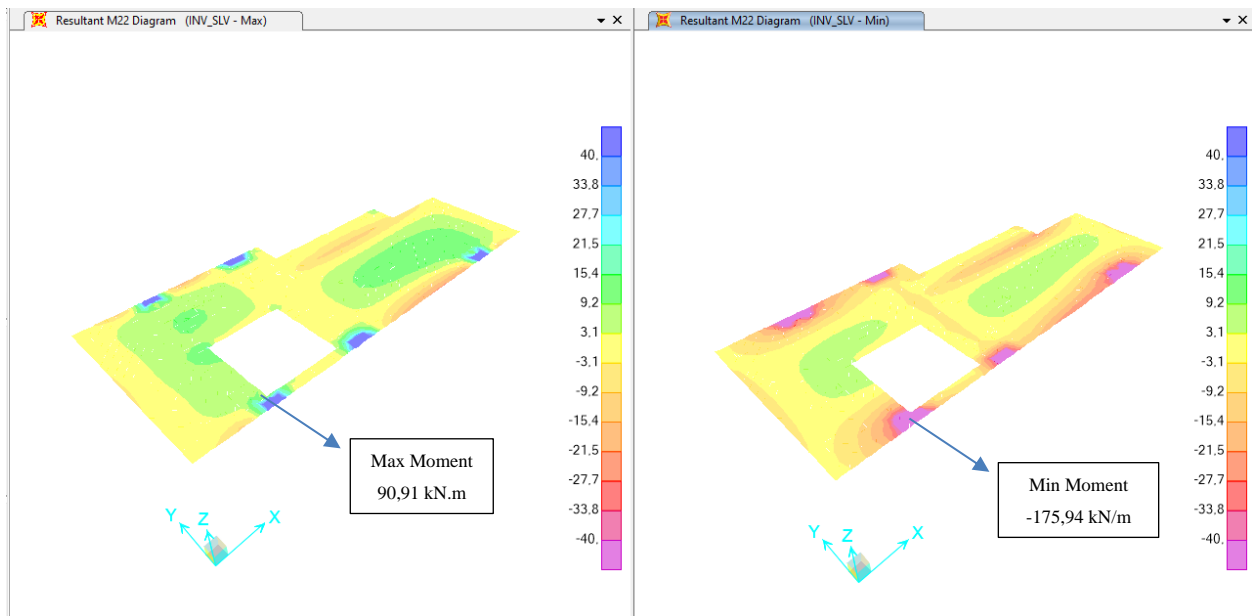


Figura 9.110 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLV

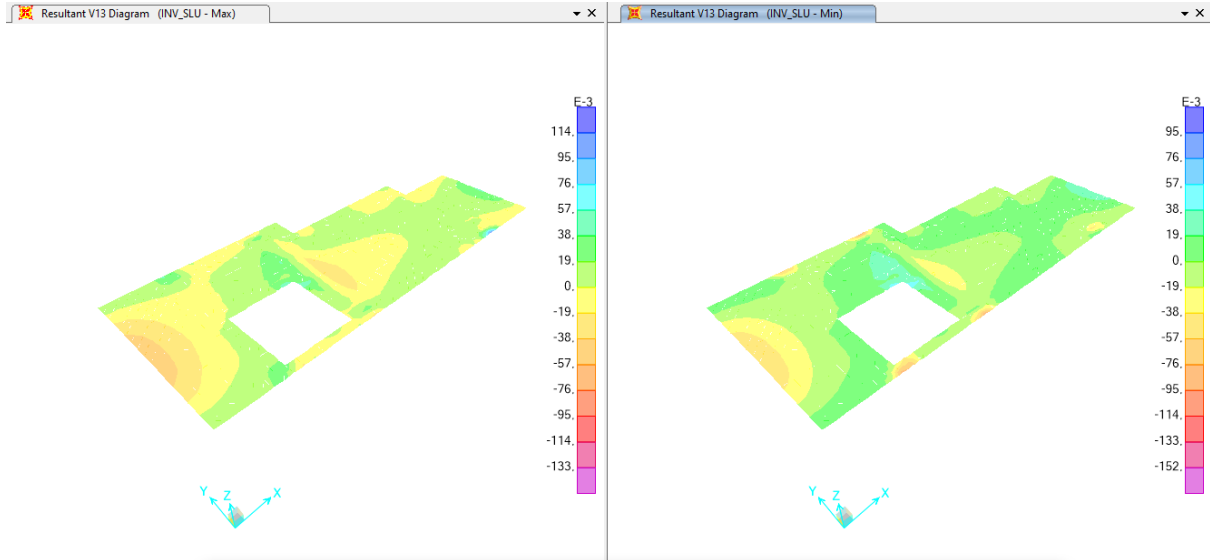


Figura 9.111 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLU

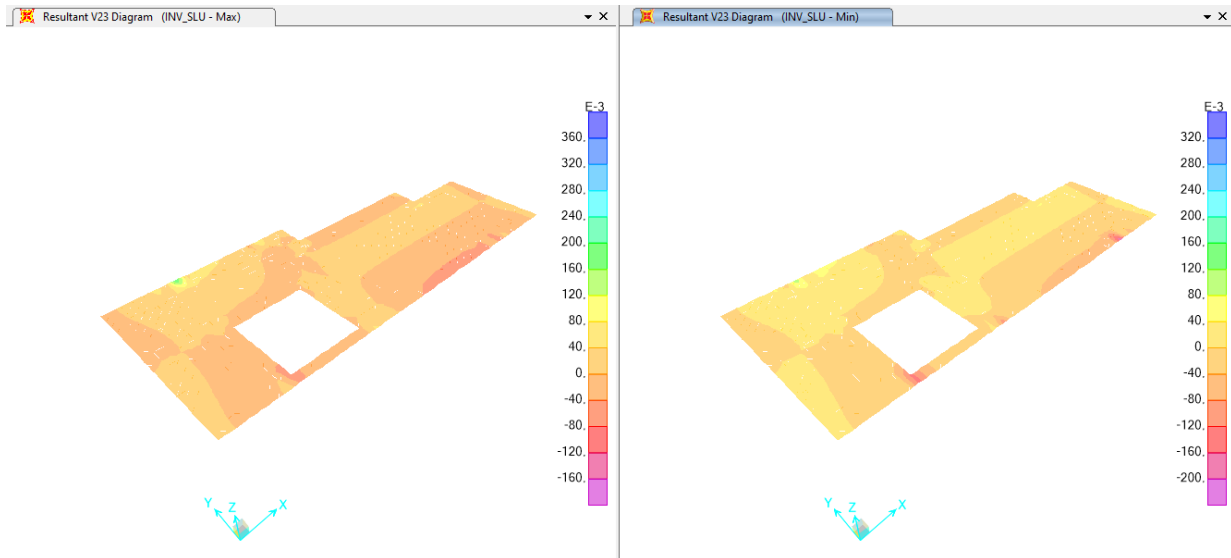


Figura 9.112 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLU

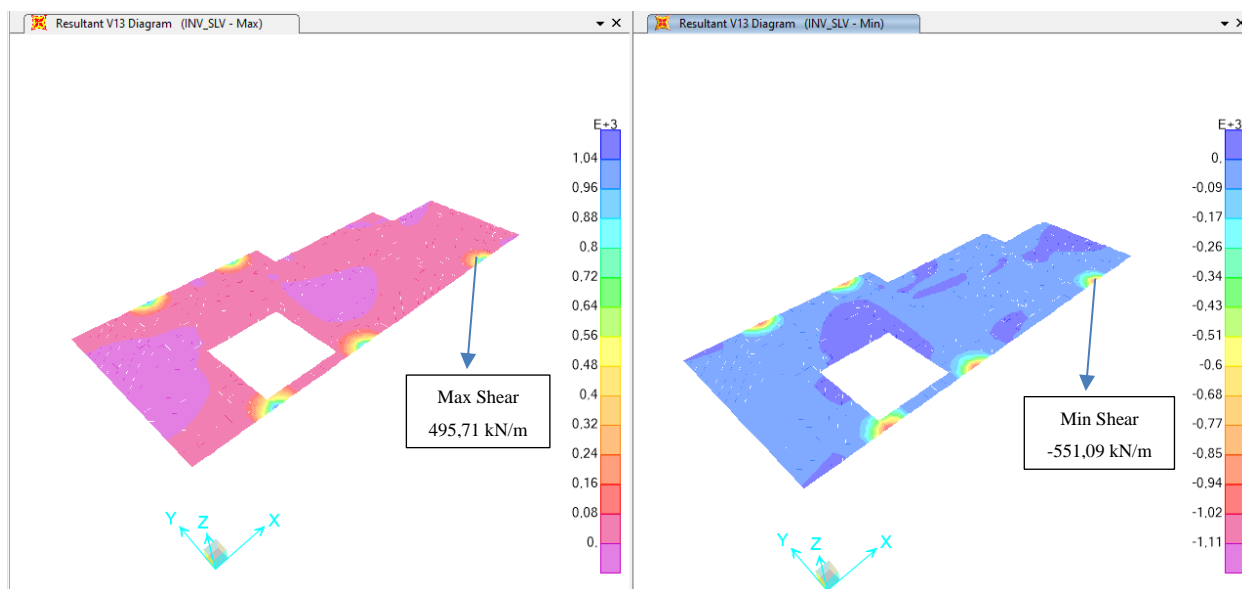


Figura 9.113 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLV

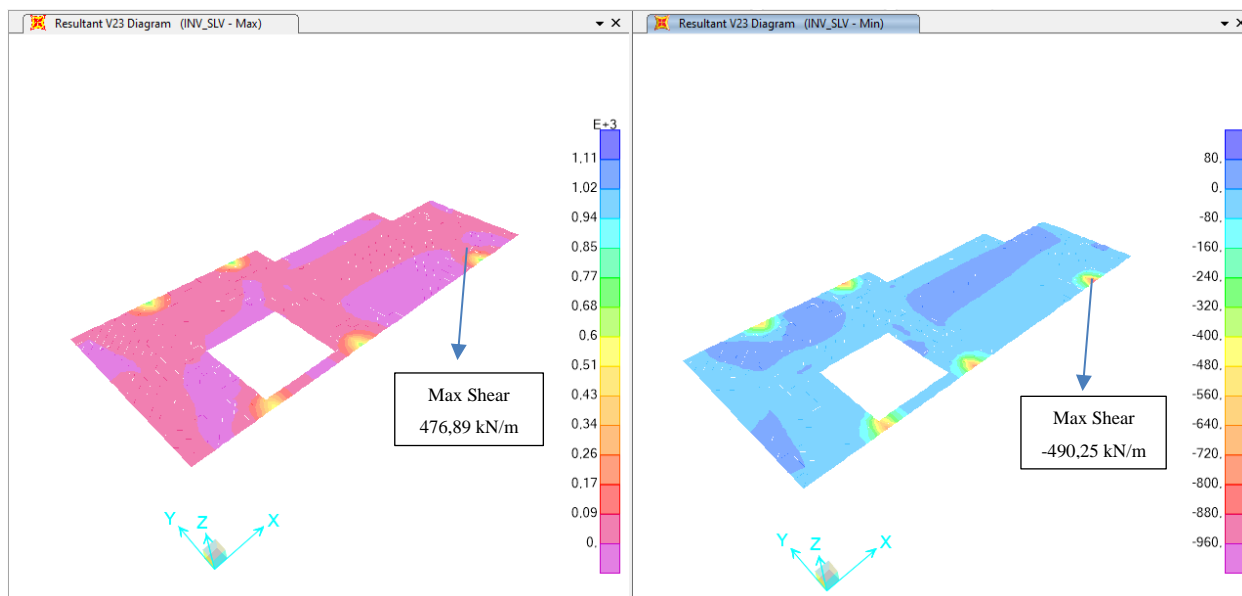


Figura 9.114 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLV

I valori di taglio massimo sono riportati nella tabella di seguito:

ZONA-1

V13 max	SLU	86,43 kN/m	V13 min	SLU	-43,36 kN/m
	SLV	69,05 kN/m		SLV	-72,38 kN/m
V23 max	SLU	43,26 kN/m	V23 min	SLU	-56,56 kN/m

SLV	47,56 kN/m	SLV	-48,97 kN/m
-----	-------------------	-----	--------------------

ZONA-2

V13 max	SLU	127,92 kN/m	V13 min	SLU	-140,92 kN/m
	SLV	495,71 kN/m		SLV	-551,09 kN/m
V23 max	SLU	232,38 kN/m	V23 min	SLU	-237,97 kN/m
	SLV	476,89 kN/m		SLV	-490,25 kN/m

9.2 Pareti

Le pareti del seminterrato sono progettate come un elemento a piastra con uno spessore di 30 cm. Le sollecitazioni interne sono date nelle seguenti tabelle e immagini.

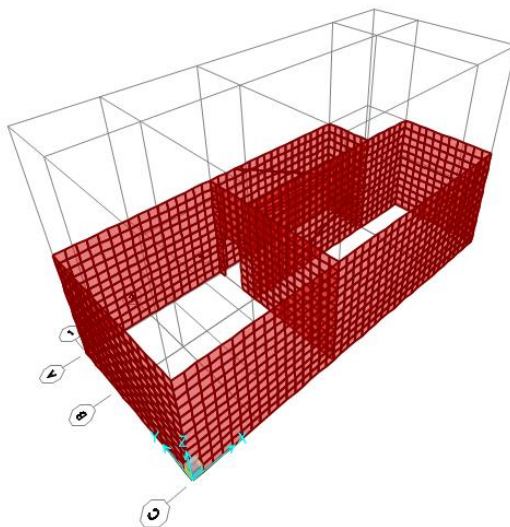


Figura 9.115 – Individuazione degli elementi shell considerati per la verifica delle pareti del seminterrato

I valori massimi e minimi dei momenti flettenti per la platea di fondazione per le combinazioni considerate sono riepilogati nella seguente tabella:

ZONA-1

M11 max	SLU	7035	33,53 kNm/m	M11 min	SLU	7662	-37,88 kNm/m
	SLV	7593	27,78 kNm/m		SLV	7645	-27,91 kNm/m
M22 max	SLU	6579	62,80 kNm/m	M22 min	SLU	7552	-66,20 kNm/m
	SLV	6604	57,49 kNm/m		SLV	6604	-59,53 kNm/m

M11 max	SLE_r	7035	21,72 kNm/m	M11 min	SLE_r	7662	-24,60 kNm/m
	SLE_f	7035	21,68 kNm/m		SLE_f	7662	-24,56 kNm/m
	SLE_qp	7035	21,66 kNm/m		SLE_qp	7662	-24,55 kNm/m
M22 max	SLE_r	6579	44,24 kNm/m	M22 min	SLE_r	7552	-46,34 kNm/m

SLE_f	6579	43,30	kNm/m	SLE_f	7359	-45,35	kNm/m
SLE_qp	6579	43,16	kNm/m	SLE_qp	7359	-45,15	kNm/m

ZONA-2

M11 max	SLU	7035	33,53	kNm/m	M11 min	SLU	7662	-37,88	kNm/m
	SLV	7593	24,98	kNm/m		SLV	7645	-26,94	kNm/m
M22 max	SLU	6579	62,80	kNm/m	M22 min	SLU	7552	-66,20	kNm/m
	SLV	6604	145,31	kNm/m		SLV	6604	-195,72	kNm/m

M11 max	SLE_r	7035	21,72	kNm/m	M11 min	SLE_r	7662	-24,60	kNm/m
	SLE_f	7035	21,68	kNm/m		SLE_f	7662	-24,56	kNm/m
	SLE_qp	7035	21,66	kNm/m		SLE_qp	7662	-24,55	kNm/m
M22 max	SLE_r	6579	44,24	kNm/m	M22 min	SLE_r	7552	-46,34	kNm/m
	SLE_f	6579	43,30	kNm/m		SLE_f	7359	-45,35	kNm/m
	SLE_qp	6579	43,16	kNm/m		SLE_qp	7359	-45,15	kNm/m

Si riportano di seguito le immagini che illustrano la distribuzione dei momenti flettenti e del taglio negli elementi tipo *shell* costituenti la platea per le combinazioni di carico agli SLU e SLV.

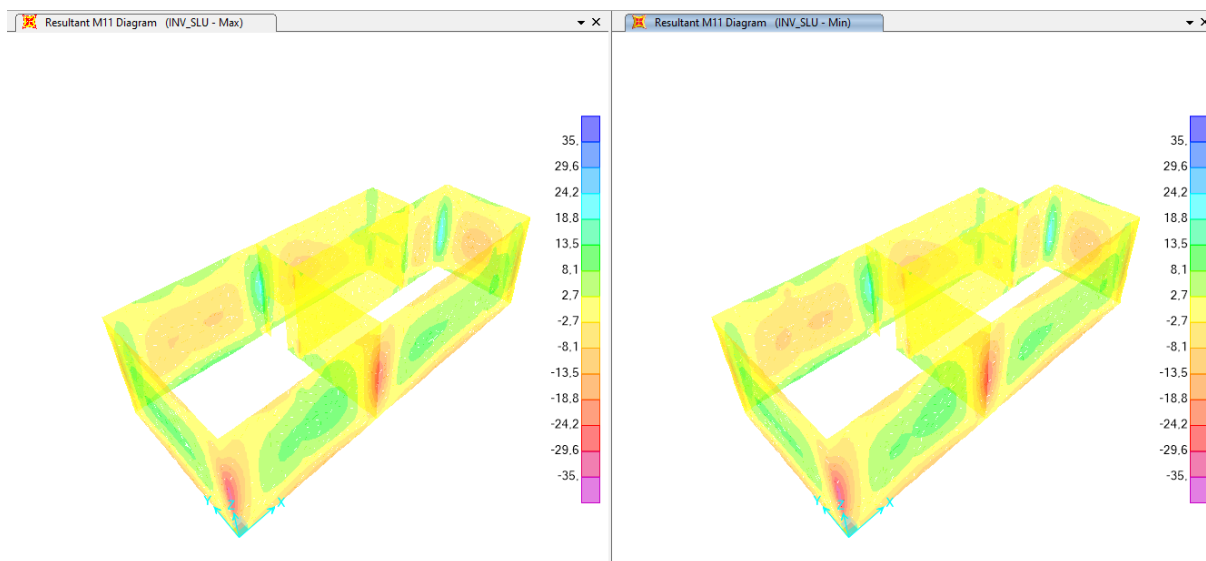


Figura 9.116 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLU

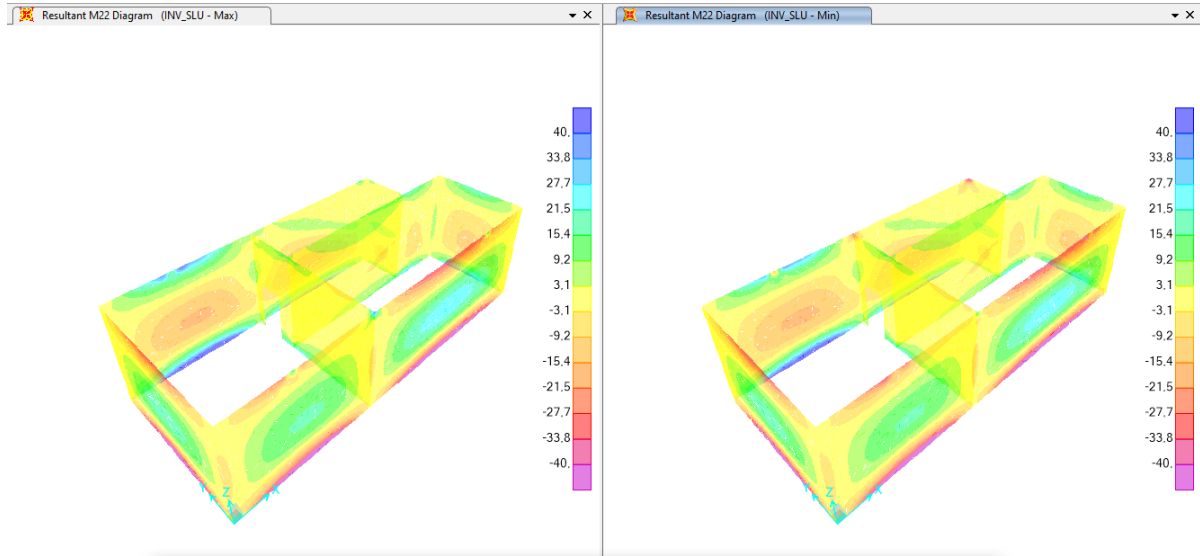


Figura 9.117 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLU

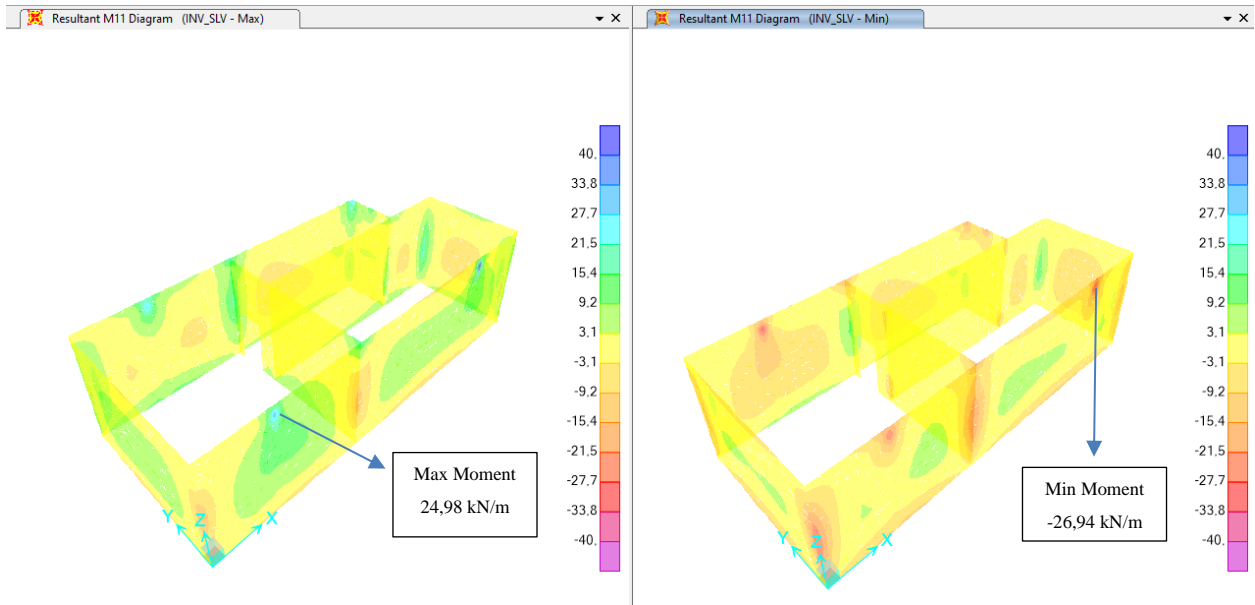


Figura 9.118 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLV

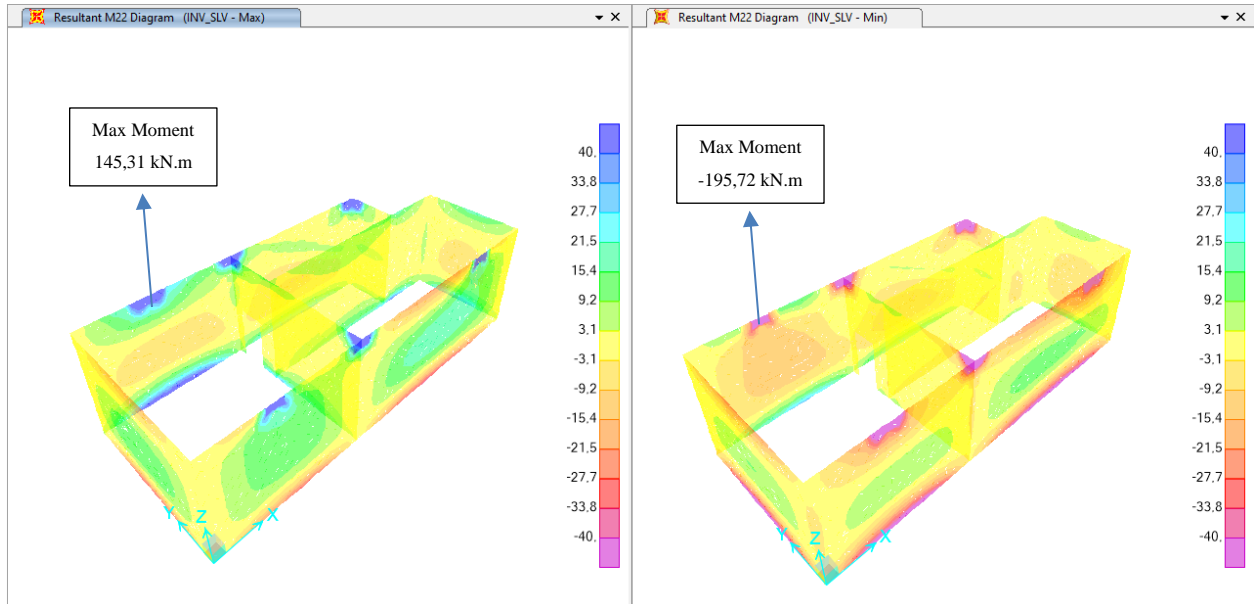


Figura 9.119 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLV

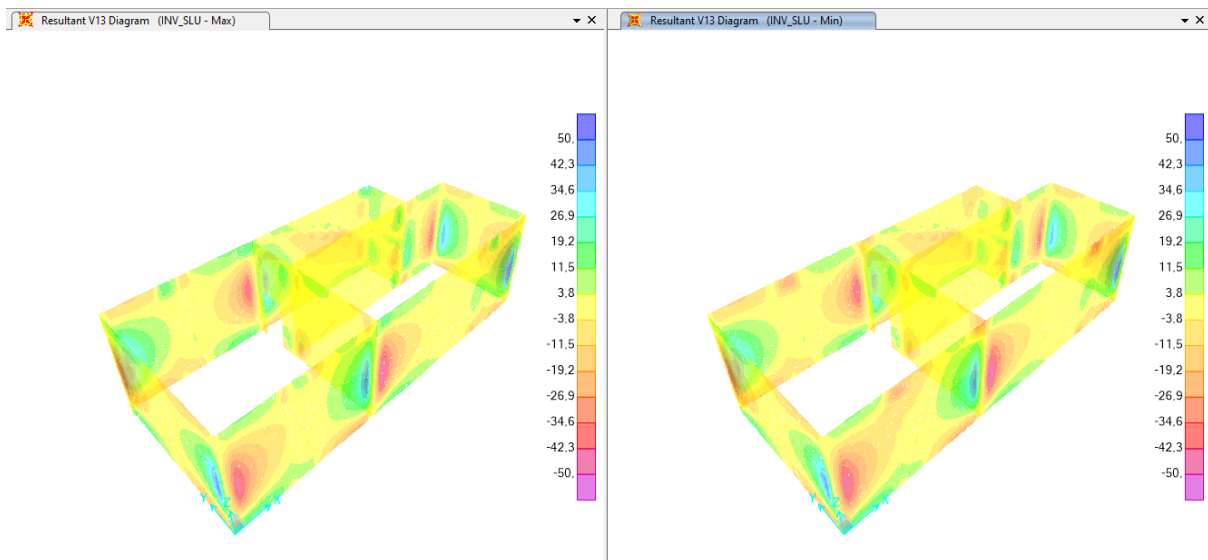


Figura 9.120 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLU

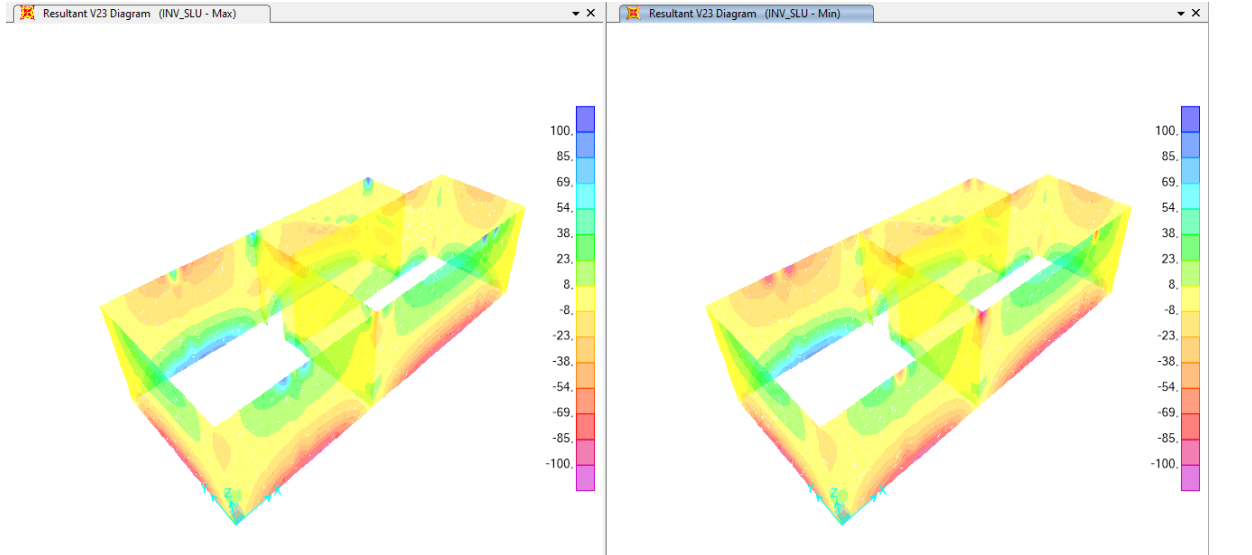


Figura 9.121 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLU

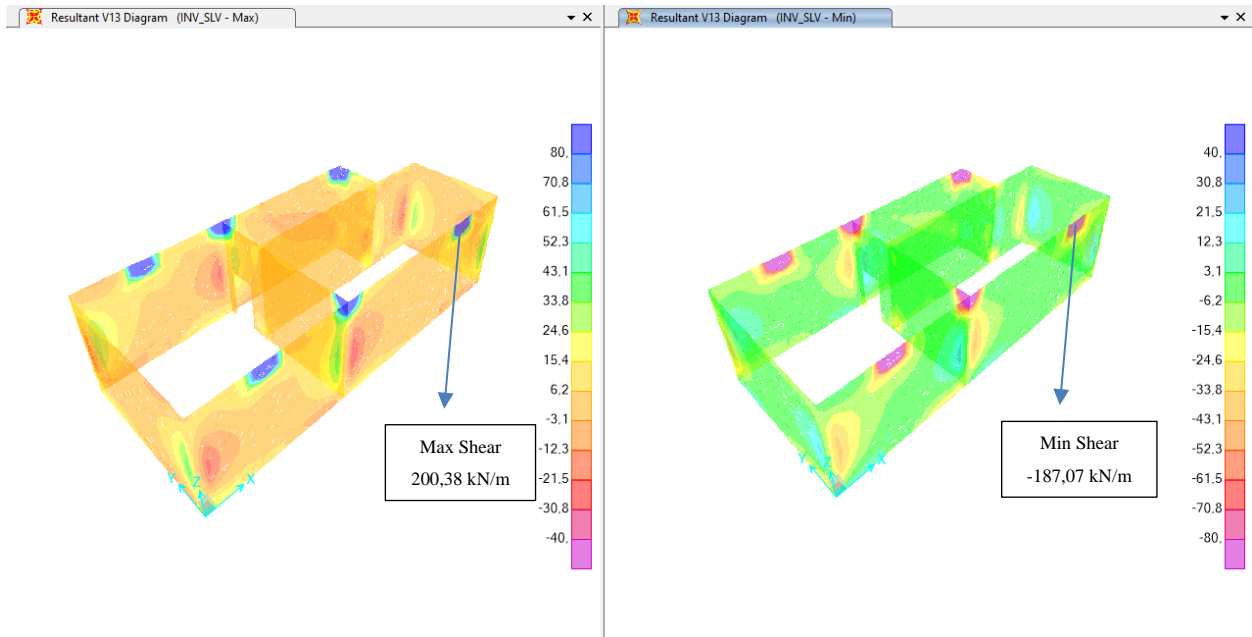


Figura 9.122 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLV

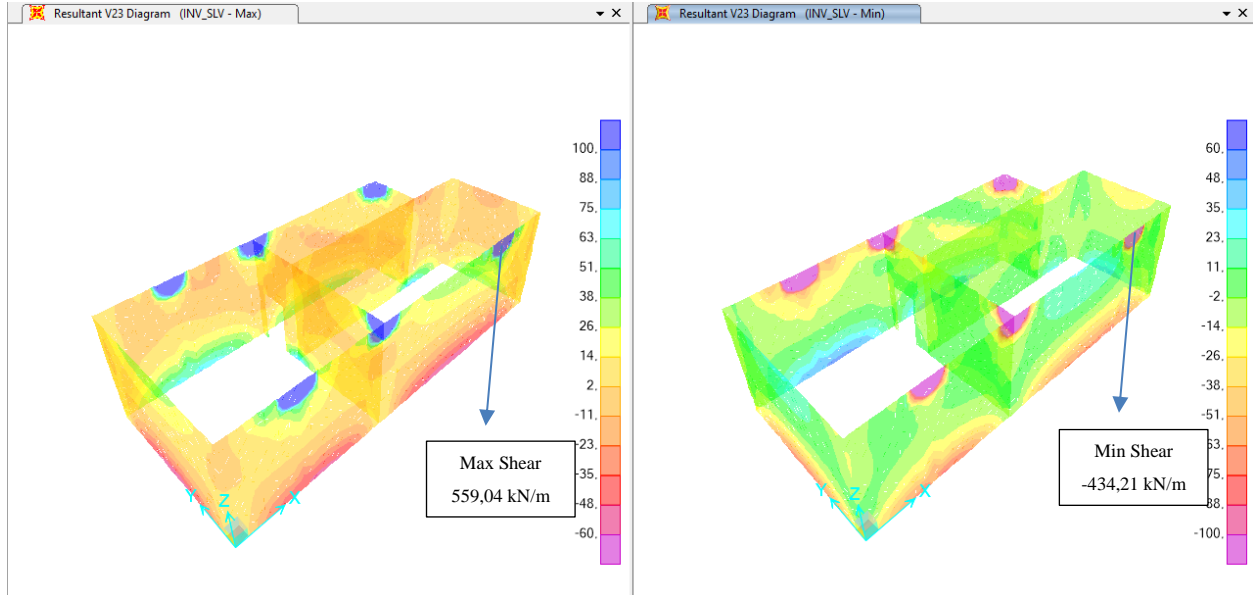


Figura 9.123 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLV

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

I valori di taglio massimo sono riportati nella tabella di seguito:

ZONA-1

V13 max	SLU	62,01 kN/m	V13 min	SLU	-65,82 kN/m
	SLV	50,14 kN/m		SLV	-54,83 kN/m
V23 max	SLU	100,38 kN/m	V23 min	SLU	-102,77 kN/m
	SLV	118,63 kN/m		SLV	-83,14 kN/m

ZONA-2

V13 max	SLU_TOT_fond_A1	108,16 kN/m	V13 min	SLU_TOT_fond_A1	-169,07 kN/m
	SLV_TOT_fond	112,48 kN/m		SLV_TOT_fond	-212,58 kN/m
V23 max	SLU_TOT_fond_A1	385,83 kN/m	V23 min	SLU_TOT_fond_A1	-197,81 kN/m
	SLV_TOT_fond	475,44 kN/m		SLV_TOT_fond	-172,51 kN/m

9.3 Platea di Fondazione

La fondazione è progettata come un elemento a soletta con uno spessore di 40 cm. L'interazione tra il terreno e la struttura è simulata attraverso un vincolo elastico (molle). Le sollecitazioni interne sono date nelle seguenti tabelle e immagini.

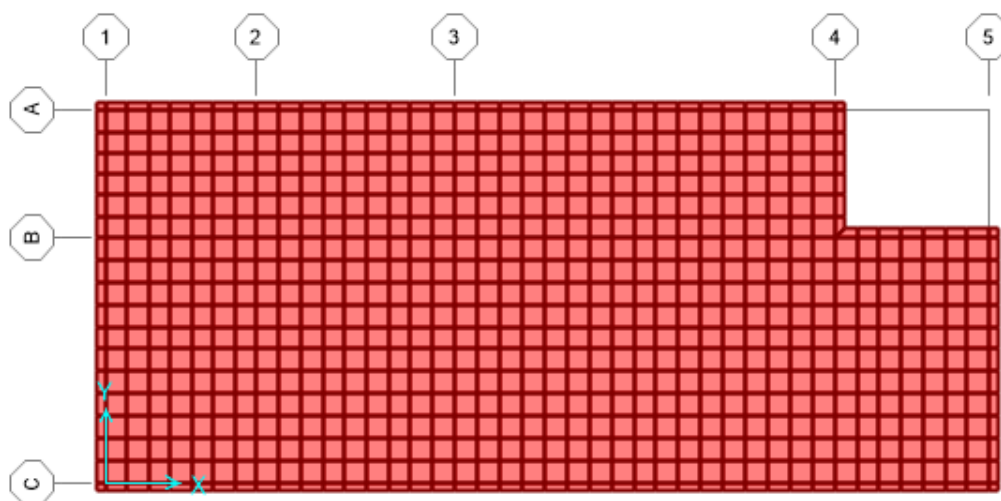


Figura 9.124 – Individuazione degli elementi shell considerati per la verifica della platea di fondazione

I valori massimi e minimi dei momenti flettenti per la platea di fondazione per le combinazioni considerate sono riepilogati nella seguente tabella:

M11 max	SLU_TOT_fond_A1	9042	85,98	kNm/m	M11 min	SLU_TOT_fond_A1	9298	-40,68	kNm/m
	SLV_TOT_fond	9042	98,28	kNm/m		SLV_TOT_fond	9288	-46,62	kNm/m
M22 max	SLU_TOT_fond_A1	9258	102,83	kNm/m	M22 min	SLU_TOT_fond_A1	9277	-36,83	kNm/m
	SLV_TOT_fond	9258	98,58	kNm/m		SLV_TOT_fond	9526	-44,89	kNm/m
M11 max	SLE_r_TOT_fond	9042	64,47	kNm/m	M11 min	SLE_r_TOT_fond	9276	-30,44	kNm/m
	SLE_f_TOT_fond	9042	61,18	kNm/m		SLE_f_TOT_fond	9276	-28,87	kNm/m
	SLE_qp_TOT_fond	9042	60,22	kNm/m		SLE_qp_TOT_fond	9276	-28,42	kNm/m
M22 max	SLE_r_TOT_fond	9258	72,66	kNm/m	M22 min	SLE_r_TOT_fond	9276	-27,41	kNm/m
	SLE_f_TOT_fond	9258	70,31	kNm/m		SLE_f_TOT_fond	9276	-26,03	kNm/m
	SLE_qp_TOT_fond	9258	69,55	kNm/m		SLE_qp_TOT_fond	9276	-25,63	kNm/m

Si riportano di seguito le immagini che illustrano la distribuzione dei momenti flettenti e del taglio negli elementi tipo *shell* costituenti la platea per le combinazioni di carico agli SLU e SLV.

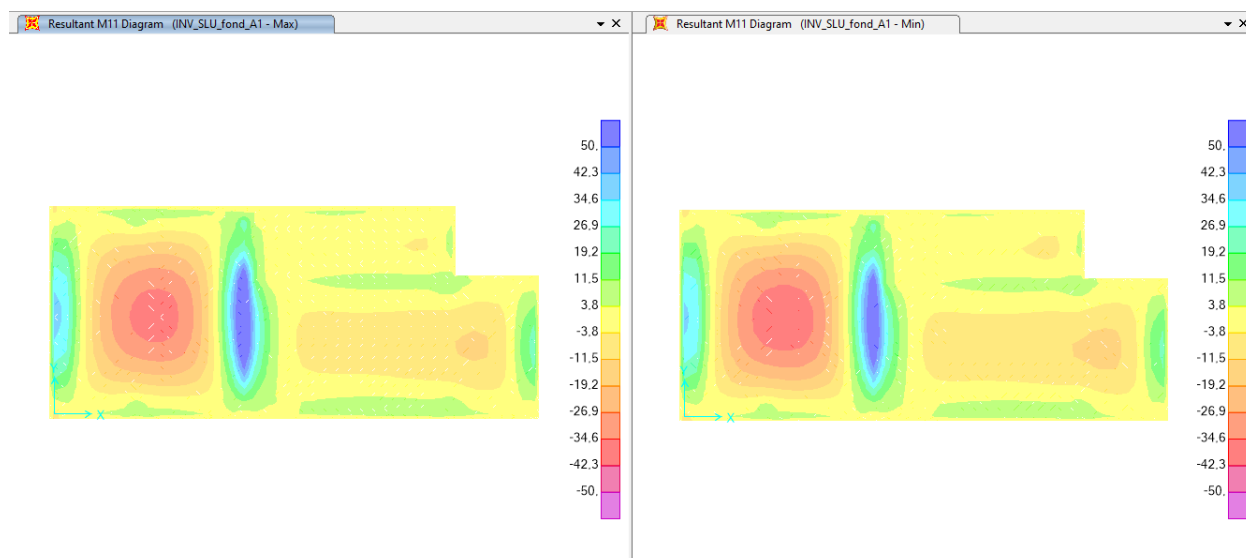


Figura 9.125 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

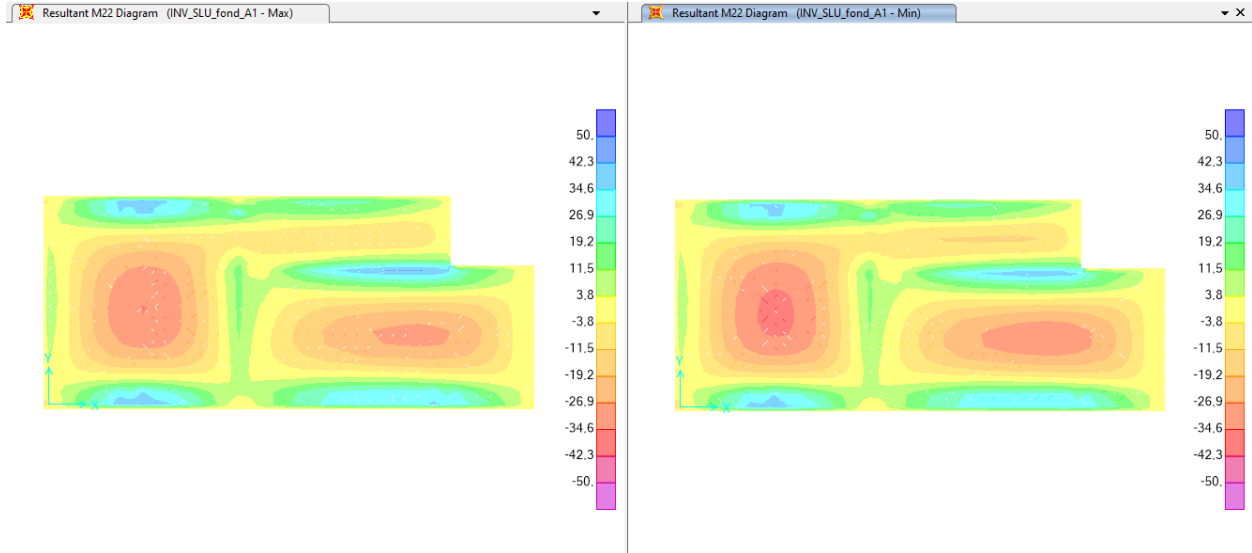


Figura 9.126 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

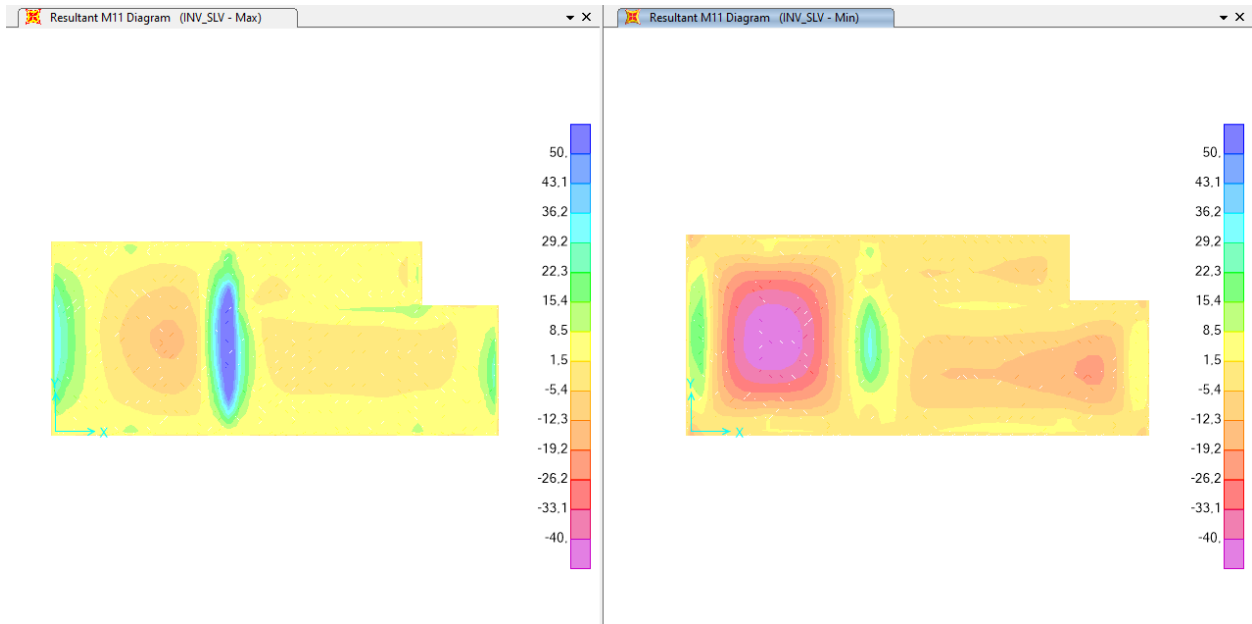


Figura 9.127 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLV_TOT_fond

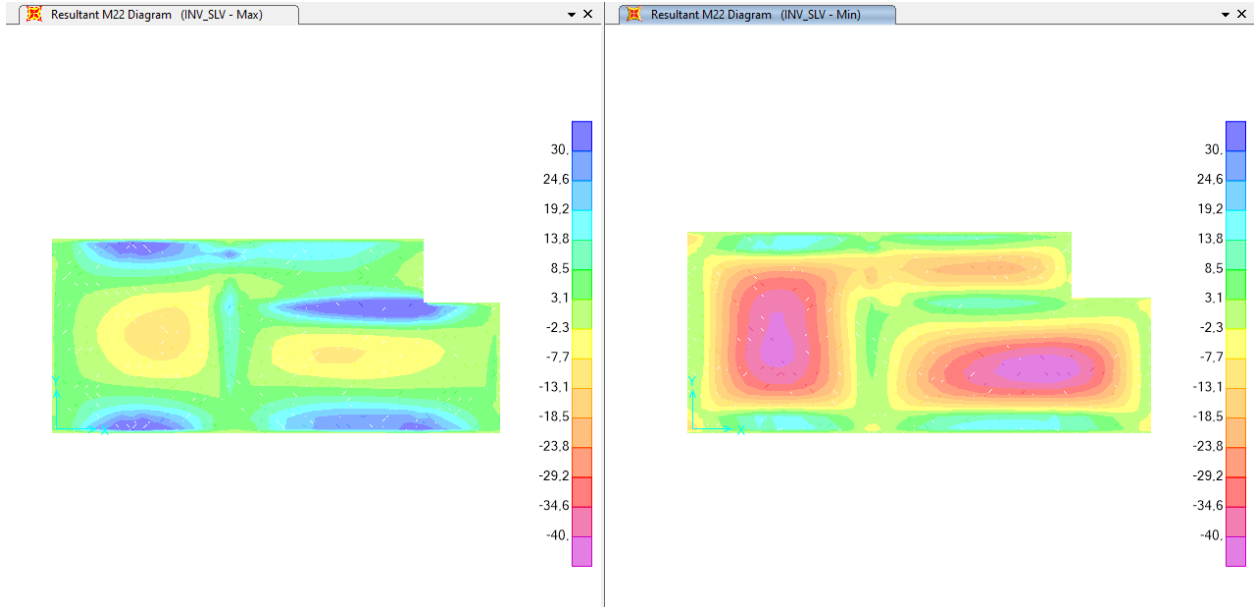


Figura 9.128 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLV_TOT_fond

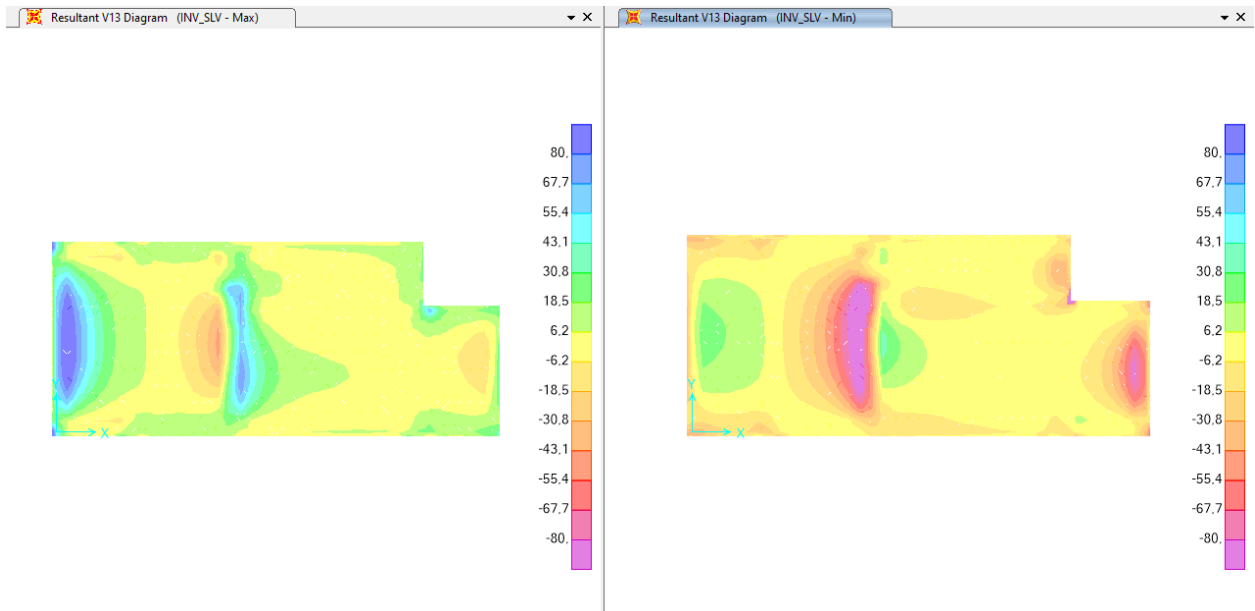


Figura 9.129 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

**PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	127 di 241

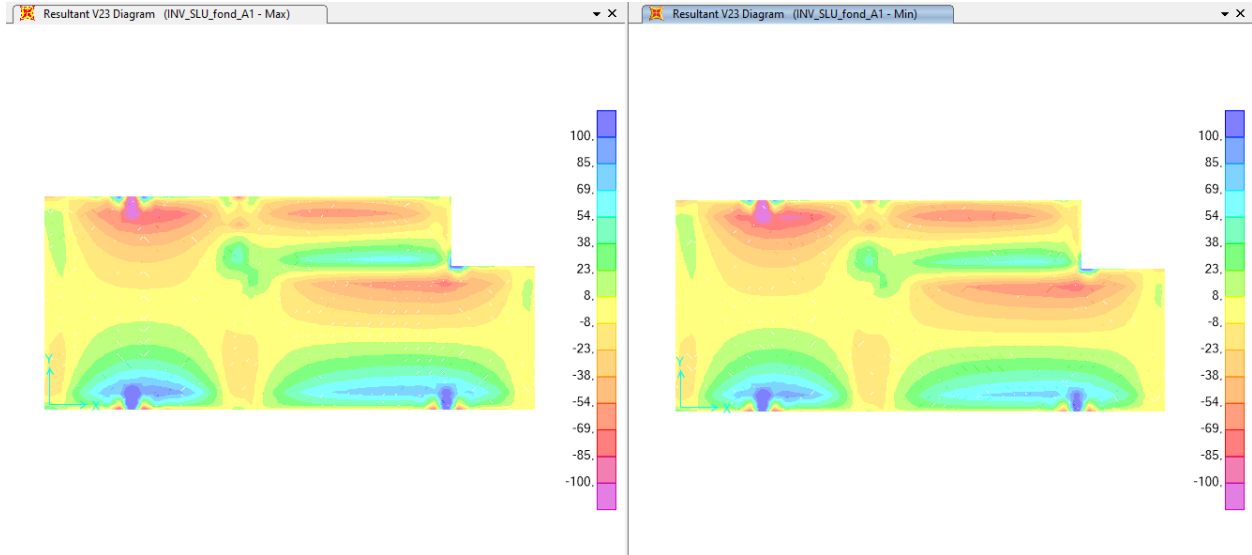


Figura 9.130 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

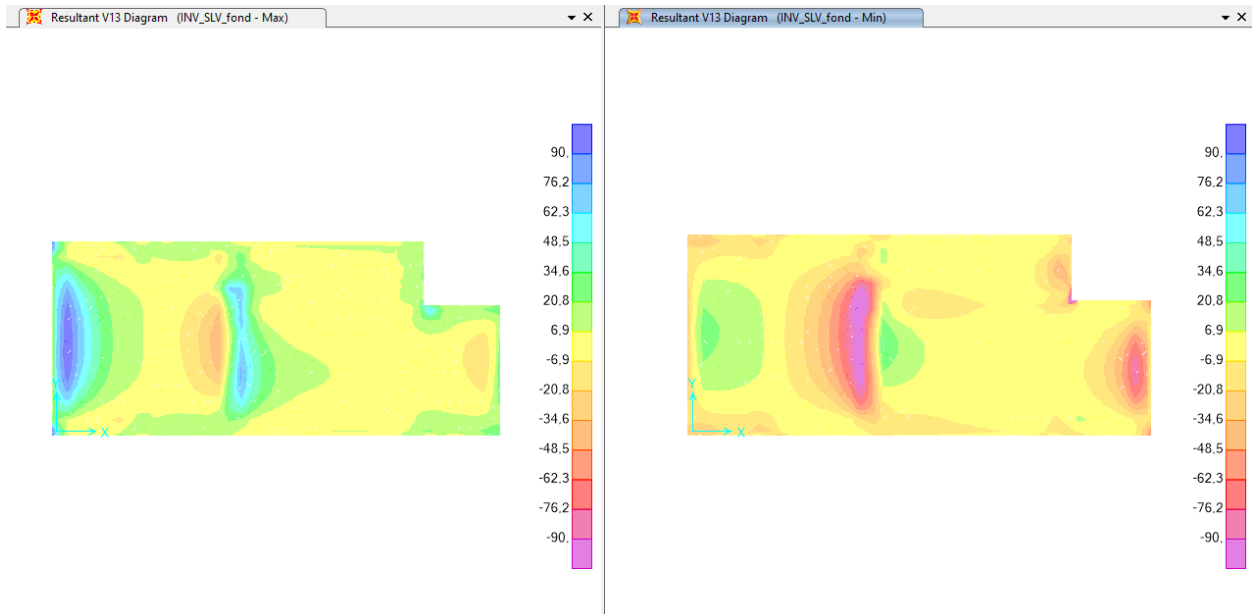


Figura 9.131 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLV_TOT_fond

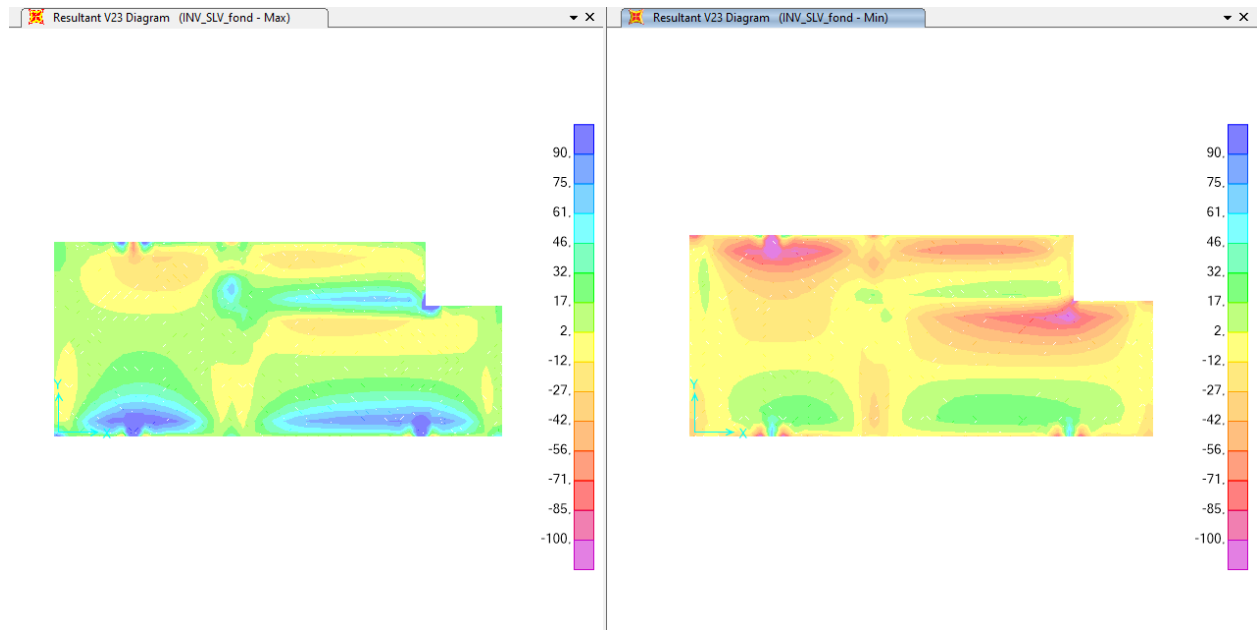


Figura 9.132 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLV_TOT_fond

I valori di taglio massimo sono riportati nella tabella di seguito:

V13 max	SLU_TOT_fond_A1	108,16 kN/m	V13 min	SLU_TOT_fond_A1	-169,07 kN/m
	SLV_TOT_fond	158,24 kN/m		SLV_TOT_fond	-309,2 kN/m
V23 max	SLU_TOT_fond_A1	385,83 kN/m	V23 min	SLU_TOT_fond_A1	-197,81 kN/m
	SLV_TOT_fond	676,57 kN/m		SLV_TOT_fond	-214,62 kN/m

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>129 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	129 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	129 di 241								

10 VERIFICHE SUI SOLAI

10.1 Solaio di Piano

10.1.1 Dimensionamento Traliccio

In primo luogo è necessario dimensionare il traliccio metallico affogato nelle lastre predalle, in modo da garantire che sia in grado di sostenere i carichi cui è sottoposto in fase di getto, quando ancora il calcestruzzo non risulta collaborante. Assumendo di puntellare i solai soltanto alle estremità, in questa fase lo schema statico è di trave doppiamente appoggiata con carico distribuito fornito dal peso proprio del solaio e da un carico accidentale rappresentativo della manodopera.

Si considera dunque la seguente condizione di carico:

Larghezza Influenza Traliccio	0,40	m	(3 trallicci ogni lastra da 120 cm)
Luce netta Solaio Predalle	6	m	
Carichi Permanenti Strutturali G_1	4,20	kN/m^2	
Carichi Accidentali Q_K	1,00	kN/m^2	
Carico G_1 sul singolo travetto	1,68	kN/m	
Carico Q sul singolo travetto	0,40	kN/m	
Combinazione SLU	2,78	kN/m	
M_{\max} SLU	12,51	kNm	

Caratteristiche geometriche globali traliccio

Altezza Traliccio	0,15	m
Passo Traliccio	0,15	m
f_{yk}	450	N/mm^2
γ_{M0}	1,15	
f_{yd}	391	N/mm^2
γ_{M1}	1,05	
E	210.000	N/mm^2

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	130 di 241

VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INFERIORE
TESO

N_{Ed}	43,90	kN
ϕ_{inf}	10,00	mm
n	2	
A_{inf}	157,08	mm ²
N_{Rd_INF}	61,47	kN
FS	1,40	

VERIFICA STABILITA' CORRENTE SUPERIORE
COMPRESSO

N_{Ed}	43,90	kN	N_{cr}	173.707,50	N
ϕ_{sup}	14,00	mm	$\lambda_{segnato}$	0,63	
A_{sup}	153,94	mm ²	α	0,49	Fatt di imperf tab 4.2.VI
J	1.885,74	mm ⁴	Φ	0,81	
l	150,00	mm	χ	0,77	
β	1,00		$N_{b,Rd}$	50,57	kN
l_0	150,00	mm	FS	1,15	

VERIFICA STABILITA' DIAGONALE
COMPRESSO

N_{Ed}	3,29	kN	N_{cr}	13.607,33	N
ϕ_{diag}	8,00	mm	$\lambda_{segnato}$	1,29	
A_{diag}	50,27	mm ²	α	0,49	
J	201,06	mm ⁴	Φ	1,60	
l_{diag}	175,00	mm	χ	0,39	
β	1,00		$N_{b,Rd}$	8,47	kN
l_0	175,00	mm	FS	2,58	

10.1.2 Verifiche Solaio

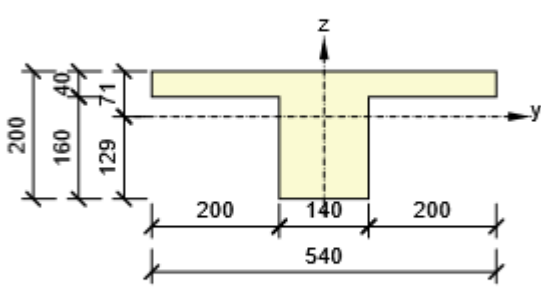
Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trasversale tipo del solaio di piano, che ha uno spessore complessivo di 20 cm ma per il quale si assume tuttavia un'altezza di calcolo di 16 cm, trascurando il contributo resistente della lastra predalle.

Si assume inoltre che le armature inferiori non siano appoggiate sulla lastra, ma siano collocate in posizione sopraelevata di 25 mm rispetto a questa.

10.1.2.1 Sezioni

T Shape 200, 540

Simbolo	Valore	Unità
Materiale	C25/30	
A	44000	[mm ²]
S _y	0	[mm ³]
S _z	0	[mm ³]
I _y	160630303	[mm ⁴]
I _z	561466667	[mm ⁴]
C _{gy}	0	[mm]
C _{gz}	0	[mm]
i _y	60	[mm]
i _z	113	[mm]



10.1.2.2 Materiale

Calcestruzzo

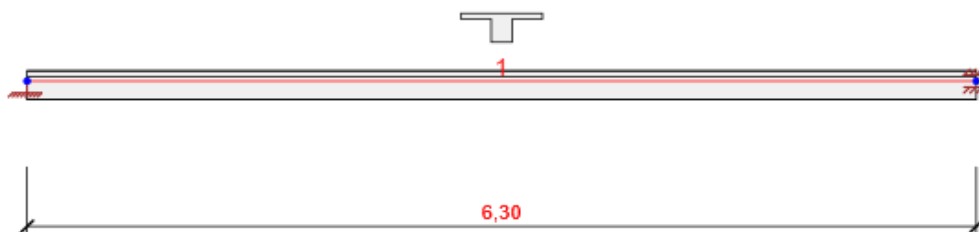
Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
	ε _{c2} = 20,0 1e-4, ε _{cu2} = 35,0 1e-4, ε _{c3} = 17,5 1e-4, ε _{cu3} = 35,0 1e-4, Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico					

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Armatura

Nome	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
	$f_{tk}/f_{yk} = 1,08, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato				
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850
	$f_{tk}/f_{yk} = 1,20, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato				

10.1.2.3 Geometria




Schema Strutturale

Membrature

Elemento	Lunghezza [m]	Fine dell'elemento [m]	Sezione
1	6,30	6,30	1 - T Shape 200, 540 (a T 200, 540)

Nodi

Nodo	X [m]	Appoggio
1	0,00	XZRy

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

2	6,30	ZRy
---	------	-----

10.1.2.4 Casi di carico

Nome	Tipo	Gruppo di carico	Carico [kN/m]
SW	Permanente	LG1	0,0
G	Permanente	LG1	-1,5
Q	Variabile	LG2	-2,0

Gruppi Carichi Permanenti

Nome	$\gamma_{G, sub}$ [-]	$\gamma_{G, inf}$ [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

Gruppi di carichi accidentali

Nome	Tipo	γ_q [-]	Ψ_0 [-]	Ψ_1 [-]	Ψ_2 [-]
LG2	Esclusivo	1,50	0,70	0,50	0,30
LG3	Standard	1,50	0,70	0,50	0,30

10.1.2.5 Combinazioni di carichi

Nome	Tipo	Valutazione
ULSF	SLU Fondamentale	Eurocodice, formula 6.10 a,b
SW; G; Q		
SLSC	SLE Carat.	Eurocodice, formula 6.14b
SW; G; Q		
SLSF	SLE Freq	Eurocodice, formula 6.15b
SW; G; Q		
SLSQ	SLE Quasi Perm.	Eurocodice, formula 6.16b
SW; G; Q		

10.1.2.6 Risultati

Inviluppi

Forze interne, Estremo dell'elemento, Forze baricentriche

Elemento	Combi	Posizione [m]	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,00	0,0	18,8	-19,7
1	ULSF(1)	6,30	0,0	-18,8	-19,7
1	ULSF(1)	3,15	0,0	0,0	9,9

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	134 di 241

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

Deformazioni, Estremo dell'elemento,

Elemento	Combi	Posizione [m]	u_x [mm]	u_z [mm]	f_{iy} [mrad]
1	SLSC(2)	0,00	0,0	0,0	0,0
1	SLSC(2)	3,15	0,0	-3,6	0,0
1	SLSC(2)	5,04	0,0	-1,5	-1,7
1	SLSC(2)	1,26	0,0	-1,5	1,7

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
SLSC(2)	SW + G + Q

Reazioni

Nodo	Combi	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]
1	ULSF(1)	0,0	18,8	-19,7
2	ULSF(1)	0,0	18,8	19,7

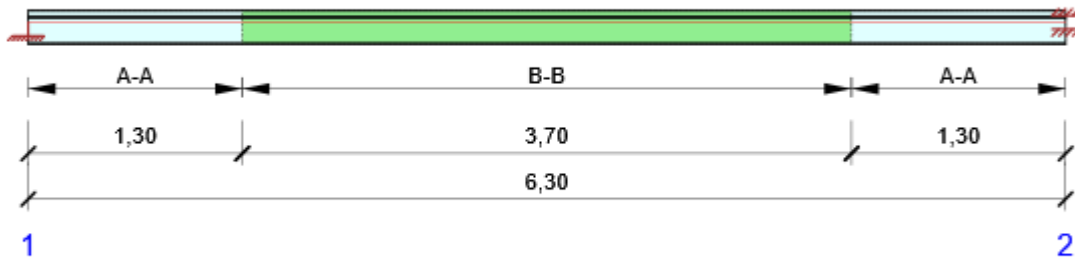
Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

10.1.2.7 Progetto calcestruzzo

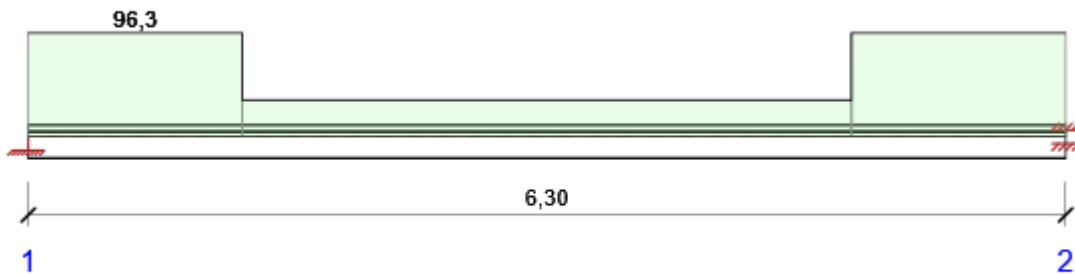
Normativa Nazionale

Normativa Nazionale	EN 1992-1-1:2014-12
Vita nominale	50 anni

Schema di armatura



Riassunto verifiche sezione



Verifica globale sezioni

Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	V _{Ed} [kN]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M, Zona: A-A (0,00 - 1,30)					
ULSF(1)	0,0	-18,0	15,9	42,5	OK
Taglio, Zona: A-A (0,00 - 1,30)					
ULSF(1)	0,0	-18,0	15,9	31,5	OK
Interazione, Zona: A-A (0,00 - 1,30)					
ULSF(1)	0,0	-18,0	15,9	41,2	OK
Controllo delle tensioni, Zona: A-A (0,00 - 1,30)					
SLSC(3)	0,0	-13,8	12,1	96,3	OK
Apertura delle fessure, Zona: B-B (1,30 - 5,00)					
SLSQ(7)	0,0	4,9	0,0	14,0	OK

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
SLSC(2)	SW + G + Q
SLSQ(7)	SW + G + 0,3*Q

Riassunto verifiche degli spostamenti

d_x [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]	Valore [%]	Verifica
Spostamento totale							
3,15	-3,6	-7,9	-6,2	-11,1	25,2	43,9	OK

Combinazioni selezionate per la verifica dello spostamento

Nome	Tipo	Descrizione
SLSC(2)	Totale	SW + G + Q
	Lungo termine	SW + G + 0,30*Q

Stabilità laterale

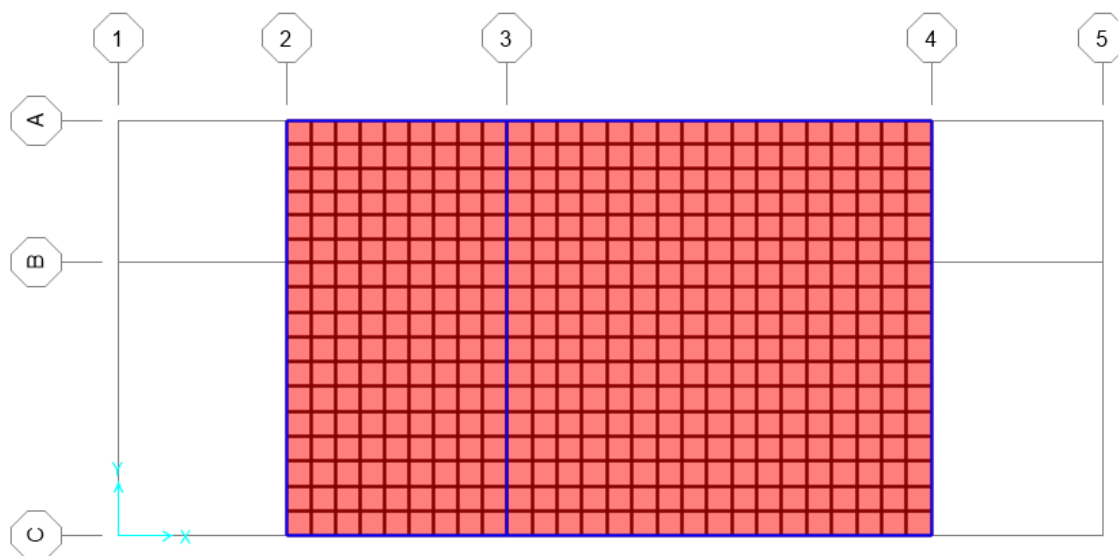
Distinta dei materiali

La verifica della Stabilità laterale non è stata eseguita. Probabilmente non c'è nessun elemento da verificare.

Lunghezza [m]	Calcestruzzo			Armatura [kg]	Peso totale [kg]	Armatura /m ³ calcestruzzo [kg/m ³]
	Nome	[m ³]	[kg]			
6,30	C25/30	0,28	693	64	757	233

Φ [mm]	Materiale	Tipo di armatura	Lunghezza [m]	Peso [kg]
18	B 450 C	Ferri	5,20	10
16	B 450 C	Ferri	7,40	12
14	B 450 C	Ferri	5,20	6
12	B 450 C	Ferri	7,40	7
8	B 450 C	Ferri	44,10	17
8	B 450 C	Staffe	30,74	12

11 VERIFICHE TRAVE FILO FISSO A E C



Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software IdeaStatica.

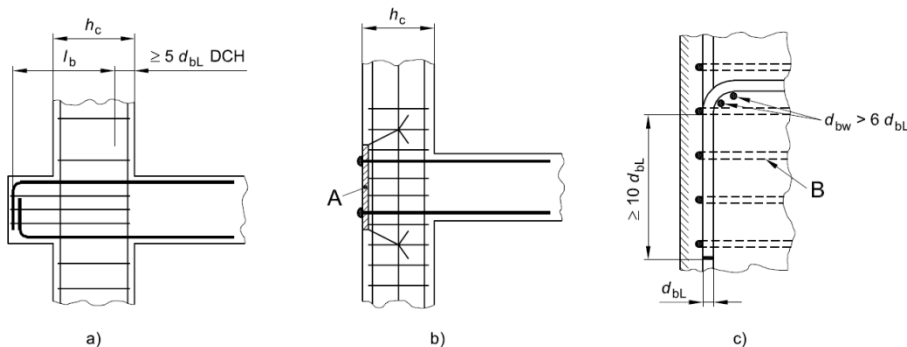
Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

- nei *nodi trave-colonna interni* le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei *nodi trave-colonna esterni* le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ($>10\phi_{bL} = 24$ cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

- A Piastra di ancoraggio
B Staffe attorno alle barre della colonna



Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD”B”, la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall’analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

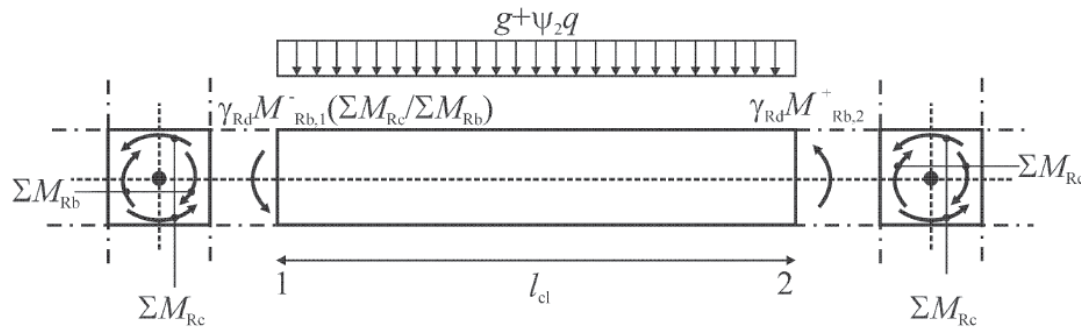


Figura 11.1 – Immagine estratta dalla Circolare 617 §C7.2.1

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.2.1, l’espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,00 per strutture in CD”B”;

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

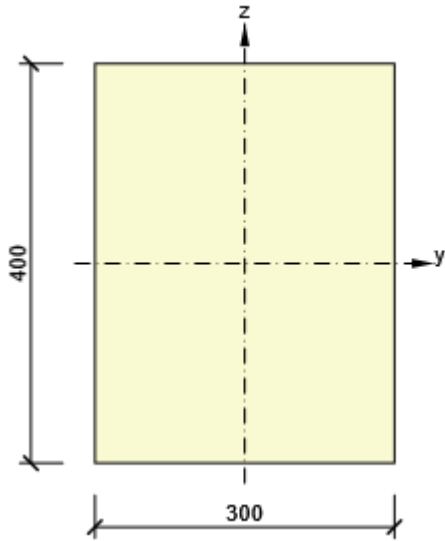
$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

11.1 Verifiche SLU

11.1.1 Sezioni

Rectangle 400, 300

Simbolo	Valore	Unità
Materiale	C25/30	
A	120000	[mm ²]
S _y	0	[mm ³]
S _z	0	[mm ³]
I _y	1600000000	[mm ⁴]
I _z	900000000	[mm ⁴]
C _{gy}	0	[mm]
C _{gz}	0	[mm]
i _y	115	[mm]
i _z	87	[mm]



11.1.2 Materiale

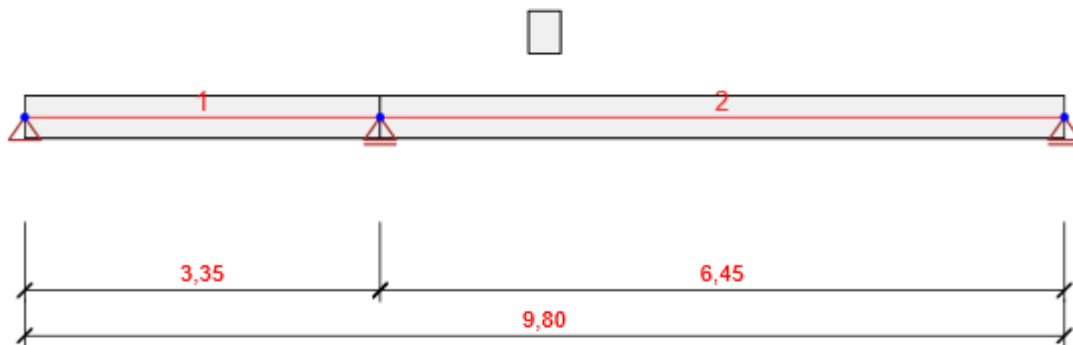
Calcestruzzo

Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
	ε _{c2} = 20,0 1e-4, ε _{cu2} = 35,0 1e-4, ε _{c3} = 17,5 1e-4, ε _{cu3} = 35,0 1e-4, Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico					

Armatura

Nome	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850
	f _{tk} /f _{yk} = 1,20, ε _{uk} = 500,0 1e-4, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato				

11.1.3 Geometria



Schema Strutturale

Membrature


Elemento	Lunghezza [m]	Fine dell'elemento [m]	Sezione
1	3,35	3,35	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)
2	6,45	9,80	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)

Nodi

Nodo	X [m]	Appoggio
1	0,00	XZ
2	3,35	Z
3	9,80	Z

11.1.4 Casi di carico

Nome	Tipo	Gruppo di carico	Carico [kN/m]
SW	Permanente	LG1	0,0
G	Permanente	LG1	-2,0
Q	Variabile	LG2	-5,5

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Gruppi Carichi Permanenti

Nome	$\gamma_{G, sub}$ [-]	$\gamma_{G, inf}$ [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

Gruppi di carichi accidentali

Nome	Tipo	γ_q [-]	Ψ_0 [-]	Ψ_1 [-]	Ψ_2 [-]
LG2	Esclusivo	1,50	0,70	0,50	0,30
LG3	Standard	1,50	0,70	0,50	0,30

11.1.5 Carichi

Caso di carico Q

Carichi Uniformi

Elemento	Misura [kN/m]	Direzione	Angolo [°]	Posizione
1	-0,8	Z Globale	0,0	Lunghezza

Carichi di momento concentrati

Elemento	Type	Value [kNm]	X [m]	Posizione
1	My	-15,0	3,35	X

11.1.6 Combinazioni di carichi

Nome	Tipo	Valutazione
ULSF	SLU Fondamentale	Eurocodice, formula 6.10 a,b SW; G; Q
SLSC	SLE Carat.	Eurocodice, formula 6.14b SW; G; Q
SLSF	SLE Freq	Eurocodice, formula 6.15b SW; G; Q
SLSQ	SLE Quasi Perm.	Eurocodice, formula 6.16b SW; G; Q

11.1.7 Risultati

Inviluppi

Forze interne, Estremo dell'elemento, Forze baricentriche

Elemento	Combi	Posizione [m]	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,00	0,0	13,4	0,0
1	ULSF(1)	3,35	0,0	-37,2	-39,9
1	ULSF(1)	1,01	0,0	-1,8	5,9
2	ULSF(1)	0,00	0,0	54,6	-62,4
2	ULSF(1)	6,45	0,0	-35,2	0,0
2	ULSF(1)	3,87	0,0	0,7	44,6

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

Deformazioni, Estremo dell'elemento,

Elemento	Combi	Posizione [m]	u _x [mm]	u _z [mm]	f _{iy} [mrad]
1	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	-0,1
1	SLSC(6)	0,34	0,0	0,0	0,0
1	SLSC(5)	2,35	0,0	0,1	0,0
1	SLSC(6)	1,67	0,0	0,1	-0,1
1	SLSC(6)	3,35	0,0	0,0	0,3
2	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	0,3
2	SLSC(6)	3,87	0,0	-2,3	-0,2
2	SLSC(6)	6,45	0,0	0,0	-1,3
2	SLSC(6)	1,29	0,0	-0,9	0,9

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
SLSC(5)	SW + G
SLSC(6)	SW + G + Q

Reazioni

Nodo	Combi	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,0	13,4	0,0
2	ULSF(1)	0,0	91,8	0,0
3	ULSF(1)	0,0	35,2	0,0

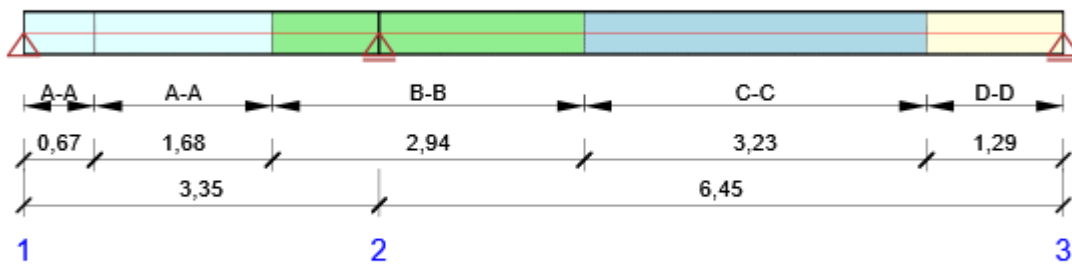
Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

11.1.8 Progetto calcestruzzo

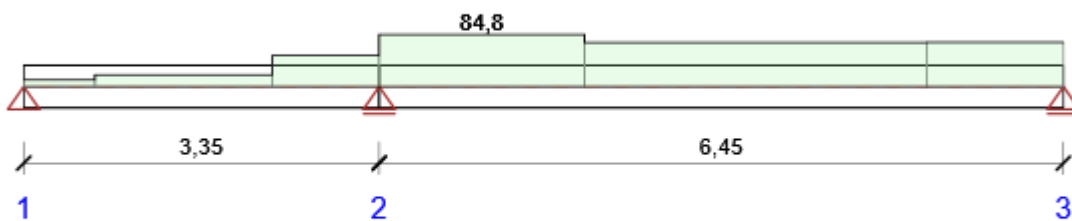
Normativa Nazionale

Normativa Nazionale	EN 1992-1-1:2014-12
Vita nominale	50 anni

Schema di armatura



Riassunto verifiche sezione



Verifica globale sezioni

Combinazione	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M, Zona: B-B (3,35 - 5,29)					
ULSF(1)	0,0	-50,7	46,8	74,1	OK
Taglio, Zona: C-C (5,29 - 8,51)					

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	144 di 241

ULSF(1)	0,0	22,1	27,6	47,5	OK
Interazione, Zona: B-B (3,35 - 5,29)					
ULSF(1)	0,0	-50,7	46,8	84,8	OK
Controllo delle tensioni, Zona: B-B (3,35 - 5,29)					
SLSC(6)	0,0	-42,7	35,0	78,7	OK
Apertura delle fessure, Zona: C-C (5,29 - 8,51)					
SLSQ(11)	0,0	22,0	0,0	43,1	OK

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
SLSC(6)	SW + G + Q
SLSQ(11)	SW + G + 0,3*Q

Riassunto verifiche degli spostamenti

d_x [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]	Valore [%]	Verifica
Spostamento totale							
6,90	-2,3	-6,2	-4,5	-9,2	25,8	35,8	OK

Combinazioni selezionate per la verifica dello spostamento

Nome	Tipo	Descrizione
SLSC(6)	Totale	SW + G + Q
	Lungo termine	SW + G + 0,30*Q

Stabilità laterale

Distinta dei materiali

La verifica della Stabilità laterale non è stata eseguita. Probabilmente non c'è nessun elemento da verificare.

Lunghezza [m]	Calcestruzzo			Armatura [kg]	Peso totale [kg]	Armatura /m ³ calcestruzzo [kg/m ³]
	Nome	[m ³]	[kg]			
9,80	C25/30	1,18	2940	101	3041	86

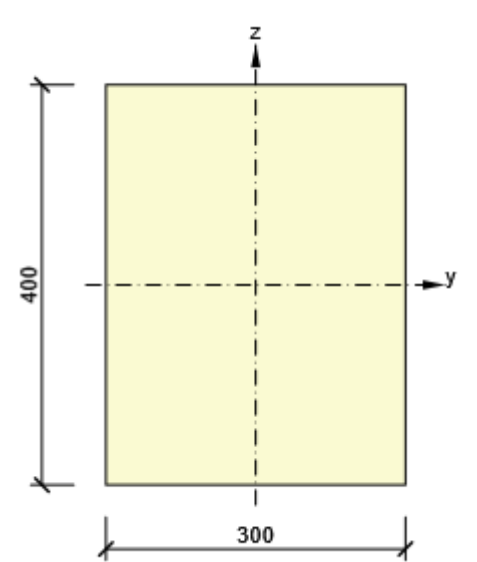
Φ [mm]	Materiale	Tipo di armatura	Lunghezza [m]	Peso [kg]
14	B 450 C	Ferri	36,44	44
12	B 450 C	Ferri	22,37	20
8	B 450 C	Staffe	94,30	37

11.2 Verifiche SLV

11.2.1 Sezioni

Rectangle 400, 300

Simbolo	Valore	Unità
Materiale	C25/30	
A	120000	[mm ²]
S _y	0	[mm ³]
S _z	0	[mm ³]
I _y	1600000000	[mm ⁴]
I _z	900000000	[mm ⁴]
C _{gy}	0	[mm]
C _{gz}	0	[mm]
i _y	115	[mm]
i _z	87	[mm]



11.2.2 Materiale

Calcestruzzo

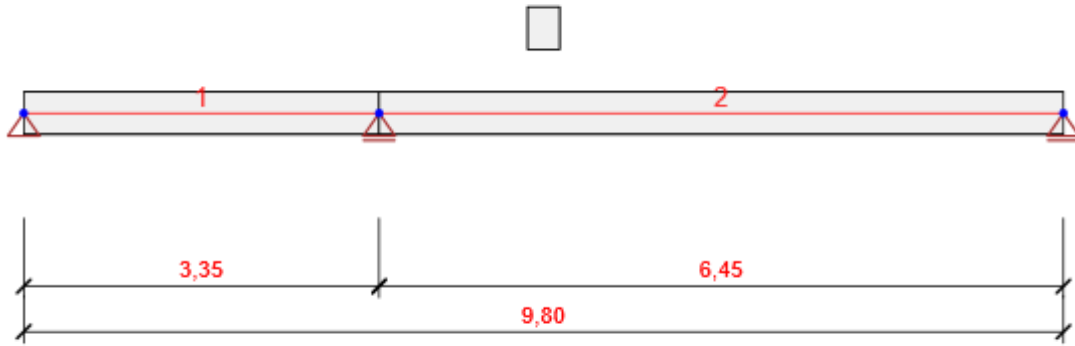
Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4}$, Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico						

Armatura

Nome	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850
f _{tk} /f _{yk} = 1,20, ε _{uk} = 500,0 · 10 ⁻⁴ , Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B,					

Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato

11.2.3 Geometria



Schema Strutturale

Membrature

Elemento	Lunghezza [m]	Fine dell'elemento [m]	Sezione
1	3,35	3,35	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)
2	6,45	9,80	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)

Nodi

Nodo	X [m]	Appoggio
1	0,00	XZ
2	3,35	Z
3	9,80	Z

5 Casi di carico

Nome	Tipo	Gruppo di carico	Carico
------	------	------------------	--------

			[kN/m]
SW	Permanente	LG1	0,0
G	Permanente	LG1	-2,0
Q	Variabile	LG2	-9,0

Gruppi Carichi Permanenti

Nome	$\gamma_{G, sub}$ [-]	$\gamma_{G, inf}$ [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

Gruppi di carichi accidentali

Nome	Tipo	γ_q [-]	Ψ_0 [-]	Ψ_1 [-]	Ψ_2 [-]
LG2	Esclusivo	1,50	0,70	0,50	0,30
LG3	Standard	1,50	0,70	0,50	0,30

11.2.4 Carichi

Caso di carico Q

Carichi Uniformi

Elemento	Misura [kN/m]	Direzione	Angolo [°]	Posizione
1	-0,8	Z Globale	0,0	Lunghezza

Carichi di momento concentrati

Elemento	Type	Value [kNm]	X [m]	Posizione
1	My	-45,0	0,00	X
2	My	50,0	6,45	X

11.2.5 Combinazioni di carichi

Nome	Tipo	Valutazione
ULSF	SLU Fondamentale	Eurocodice, formula 6.10 a,b
	SW; G; Q	
SLSC	SLE Carat.	Eurocodice, formula 6.14b
	SW; G; Q	
SLSF	SLE Freq	Eurocodice, formula 6.15b
	SW; G; Q	
SLSQ	SLE Quasi Perm.	Eurocodice, formula 6.16b

SW; G; Q

11.2.6 Risultati

Inviluppi

Forze interne, Estremo dell'elemento, Forze baricentriche

Elemento	Combi	Posizione [m]	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,00	0,0	42,2	-67,5
1	ULSF(3)	3,35	0,0	-25,7	-39,3
1	ULSF(3)	0,00	0,0	42,5	-67,5
1	ULSF(2)	0,67	0,0	-1,0	0,8
2	ULSF(1)	0,00	0,0	53,5	-36,5
2	ULSF(3)	6,45	0,0	-67,4	-75,0
2	ULSF(3)	0,00	0,0	56,3	-39,3
2	ULSF(1)	6,45	0,0	-65,5	-75,0
2	ULSF(3)	3,22	0,0	-5,5	42,5

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	SW + G + 1,5*Q
ULSF(3)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
ULSF(2)	1,35*SW + 1,35*G

Deformazioni, Estremo dell'elemento,

Elemento	Combi	Posizione [m]	u _x [mm]	u _z [mm]	f _y [mrad]
1	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	-0,8
1	SLSC(5)	1,67	0,0	0,5	0,0
1	SLSC(5)	3,35	0,0	0,0	0,7
2	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	0,7
2	SLSC(5)	3,22	0,0	-2,0	-0,1
2	SLSC(5)	5,16	0,0	-0,9	-0,9
2	SLSC(5)	0,65	0,0	-0,5	0,9

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
SLSC(5)	SW + G + Q

Reazioni

Nodo	Combi	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]
------	-------	---------------------	---------------------	----------------------

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	149 di 241

1	ULSF(3)	0,0	42,5	0,0
2	ULSF(3)	0,0	82,0	0,0
3	ULSF(3)	0,0	67,4	0,0

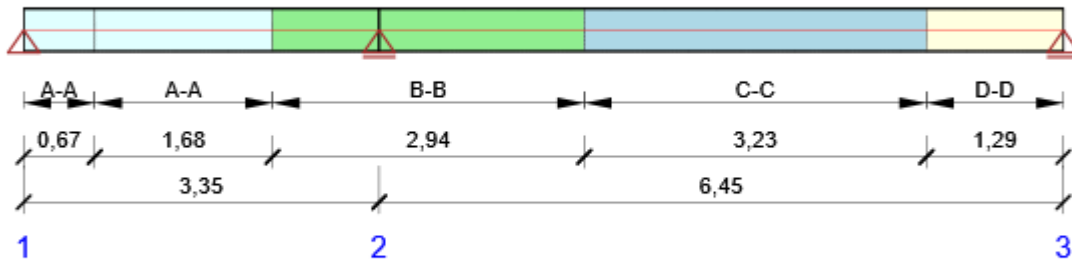
Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(3)	$1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q$

11.2.7 Progetto calcestruzzo

Normativa Nazionale

Normativa Nazionale	EN 1992-1-1:2014-12
Vita nominale	50 anni

Schema di armatura



Riassunto verifiche sezione



Combinazione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	V _{Ed} [kN]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M, Zona: D-D (8,51 - 9,80)					
ULSF(3)	0,0	-57,3	-56,6	83,8	OK
Taglio, Zona: C-C (5,29 - 8,51)					
ULSF(3)	0,0	8,8	-42,6	73,1	OK
Interazione, Zona: D-D (8,51 - 9,80)					
ULSF(3)	0,0	-57,3	-56,6	85,0	OK
Controllo delle tensioni, Zona: D-D (8,51 - 9,80)					
SLSC(5)	0,0	-47,6	-40,1	87,8	OK
Apertura delle fessure, Zona: B-B (2,35 - 3,35)					
SLSQ(10)	0,0	-20,6	-11,5	33,5	OK

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(3)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
SLSC(5)	SW + G + Q
SLSQ(10)	SW + G + 0,3*Q

Riassunto verifiche degli spostamenti

d _x [m]	u _{z,lin} [mm]	u _{z,st} [mm]	u _{z,ll} [mm]	u _{z,lt} [mm]	u _{z,lim (±)} [mm]	Valore [%]	Verifica
Spostamento totale							
6,57	-2,1	-4,4	-4,2	-7,3	25,8	28,1	OK

Combinazioni selezionate per la verifica dello spostamento

Nome	Tipo	Descrizione
SLSC(5)	Totale	SW + G + Q
	Lungo termine	SW + G + 0,30*Q

Stabilità laterale

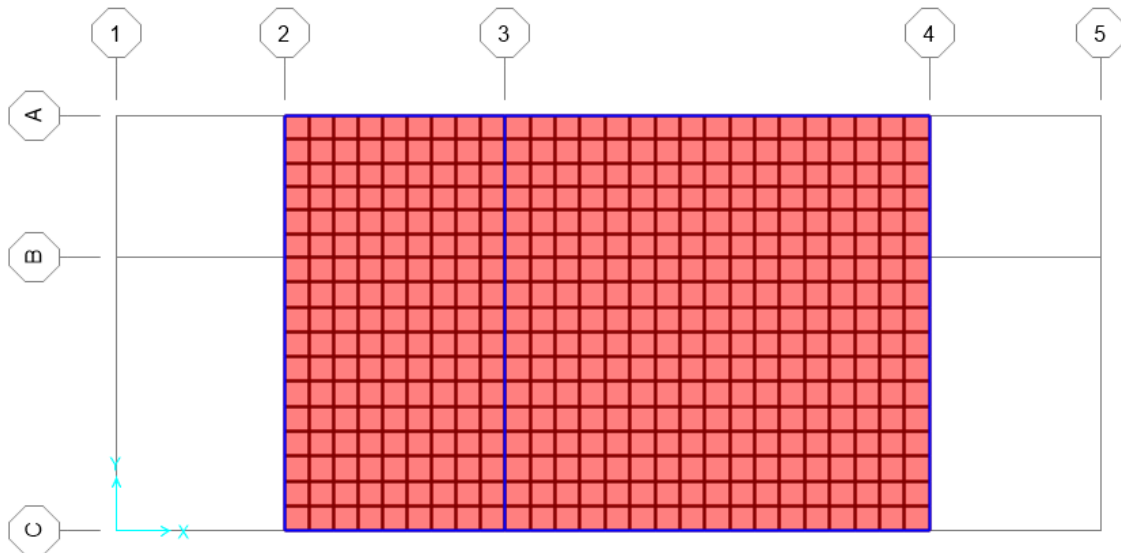
Distinta dei materiali

La verifica della Stabilità laterale non è stata eseguita. Probabilmente non c'è nessun elemento da verificare.

Lunghezza [m]	Calcestruzzo		Armatura [kg]	Peso totale [kg]	Armatura /m ³ calcestruzzo [kg/m ³]
	Nome	[m ³] [kg]			
9,80	C25/30	1,18 2940	101	3041	86

Φ [mm]	Materiale	Tipo di armatura	Lunghezza [m]	Peso [kg]
14	B 450 C	Ferri	36,44	44
12	B 450 C	Ferri	22,37	20
8	B 450 C	Staffe	94,30	37

12 VERIFICHE TRAVE FILO FISSO 2, 3 E 4



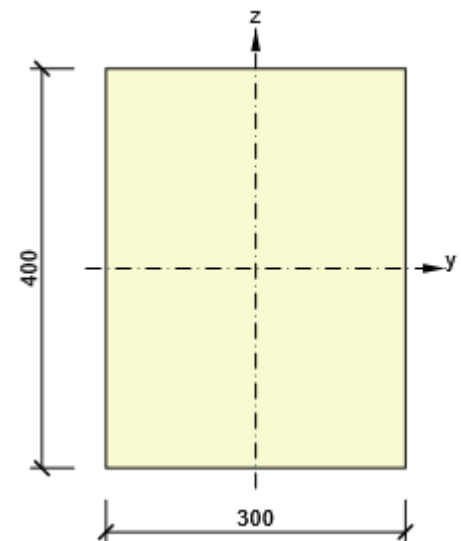
12.1 Verifiche SLU

12.1.1 Sezioni

Sezioni

Rectangle 400, 300

Simbolo	Valore	Unità
Materiale	C25/30	
A	120000	[mm ²]
S _y	0	[mm ³]
S _z	0	[mm ³]
I _y	1600000000	[mm ⁴]
I _z	900000000	[mm ⁴]
C _{gy}	0	[mm]
C _{gz}	0	[mm]
i _y	115	[mm]
i _z	87	[mm]



12.1.2 Materiale

Calcestruzzo

Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
ε _{c2} = 20,0 1e-4, ε _{cu2} = 35,0 1e-4, ε _{c3} = 17,5 1e-4, ε _{cu3} = 35,0 1e-4, Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico						

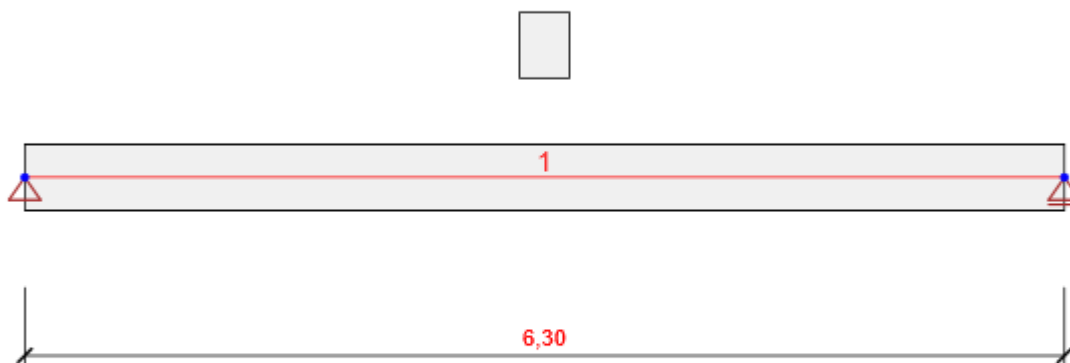
Armatura

Nome	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
f _{tk} /f _{yk} = 1,08, ε _{uk} = 500,0 1e-4, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato					

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850	
	$f_{tk}/f_{yk} = 1,20, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato					

12.1.3 Geometria



Schema Strutturale

Membrature

Elemento	Lunghezza [m]	Fine dell'elemento [m]	Sezione
1	6,30	6,30	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)

Nodi

Nodo	X [m]	Appoggio
1	0,00	XZ
2	6,30	Z

12.1.4 Casi di carico

Nome	Tipo	Gruppo di carico	Carico [kN/m]
SW	Permanente	LG1	0,0
G	Permanente	LG1	-2,0
Q	Variabile	LG2	-10,0

Gruppi Carichi Permanenti

Nome	$\gamma_{G, sub}$ [-]	$\gamma_{G, inf}$ [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

Gruppi di carichi accidentali

Nome	Tipo	γ_q [-]	Ψ_0 [-]	Ψ_1 [-]	Ψ_2 [-]
LG2	Esclusivo	1,50	0,70	0,50	0,30
LG3	Standard	1,50	0,70	0,50	0,30

12.1.5 Carichi

Caso di carico Q

Carichi di momento concentrati

Elemento	Type	Value [kNm]	X [m]	Posizione
1	My	-25,0	0,00	X
1	My	25,0	6,30	X

12.1.6 Combinazioni di carichi

Nome	Tipo	Valutazione
ULSF	SLU Fondamentale	Eurocodice, formula 6.10 a,b
	SW; G; Q	
SLSC	SLE Carat.	Eurocodice, formula 6.14b
	SW; G; Q	
SLSF	SLE Freq	Eurocodice, formula 6.15b
	SW; G; Q	
SLSQ	SLE Quasi Perm.	Eurocodice, formula 6.16b
	SW; G; Q	

12.1.7 Risultati

Inviluppi

Forze interne, Estremo dell'elemento, Forze baricentriche

Elemento	Combi	Posizione [m]	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,00	0,0	62,8	-37,5
1	ULSF(2)	6,30	0,0	-65,1	-37,5
1	ULSF(2)	0,00	0,0	65,1	-37,5
1	ULSF(2)	3,15	0,0	0,0	65,1

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	SW + G + 1,5*Q
ULSF(2)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

Deformazioni, Estremo dell'elemento,

Elemento	Combi	Posizione [m]	u _x [mm]	u _z [mm]	f _y [mrad]
1	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	1,5
1	SLSC(5)	3,15	0,0	-3,5	0,0
1	SLSC(5)	5,67	0,0	-1,0	-1,6
1	SLSC(5)	0,63	0,0	-1,0	1,6

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
SLSC(5)	SW + G + Q

Reazioni

Nodo	Combi	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(2)	0,0	65,1	0,0
2	ULSF(2)	0,0	65,1	0,0

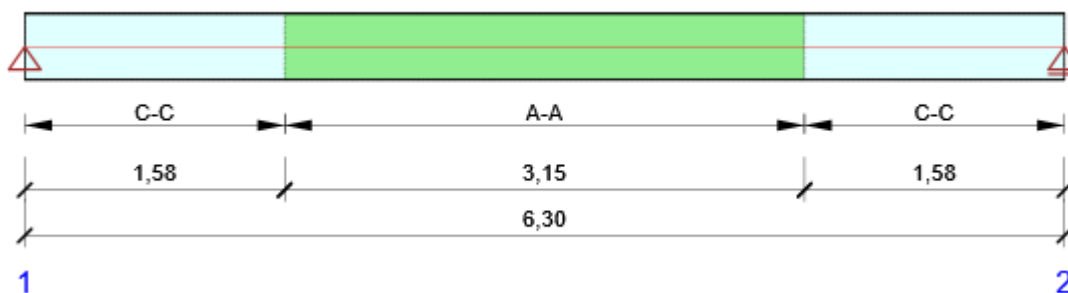
Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(2)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

12.1.8 Progetto calcestruzzo

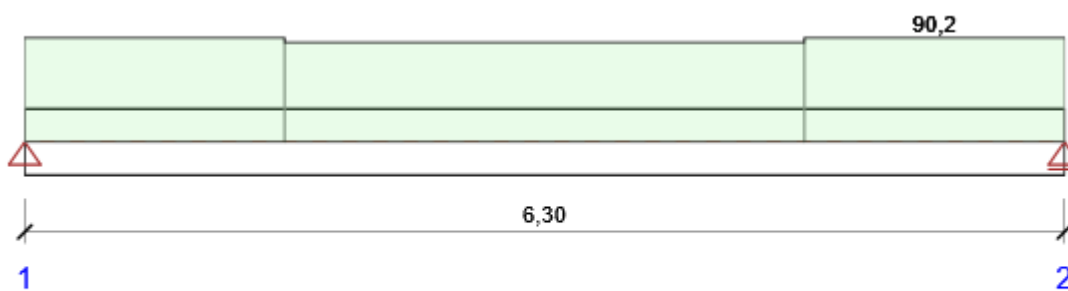
Normativa Nazionale

Normativa Nazionale	EN 1992-1-1:2014-12
Vita nominale	50 anni

Schema di armatura



Riassunto verifiche sezione



Verifica globale sezioni

Combinazione	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M, Zona: C-C (4,73 - 6,30)					
ULSF(2)	0,0	45,2	-32,6	90,2	OK
Taglio, Zona: A-A (1,58 - 4,73)					
ULSF(2)	0,0	45,2	-32,6	56,8	OK
Interazione, Zona: C-C (4,73 - 6,30)					
ULSF(2)	0,0	45,2	-32,6	86,5	OK
Controllo delle tensioni, Zona: A-A (1,58 - 4,73)					
SLSC(5)	0,0	49,1	0,0	77,1	OK

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	157 di 241

Apertura delle fessure, Zona: C-C (0,00 - 1,58)					
SLSQ(10)	0,0	21,7	12,5	62,8	OK

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(2)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
SLSC(5)	SW + G + Q
SLSQ(10)	SW + G + 0,3*Q

Riassunto verifiche degli spostamenti

d_x [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$u_{z,lim} (\pm)$ [mm]	Valore [%]	Verifica
Spostamento totale							
3,15	-3,7	-12,6	-12,2	-19,4	25,2	76,9	OK

Combinazioni selezionate per la verifica dello spostamento

Nome	Tipo	Descrizione
SLSC(5)	Totale	SW + G + Q
	Lungo termine	SW + G + 0,30*Q

Stabilità laterale

Distinta dei materiali

La verifica della Stabilità laterale non è stata eseguita. Probabilmente non c'è nessun elemento da verificare.

Lunghezza [m]	Calcestruzzo			Armatura [kg]	Peso totale [kg]	Armatura /m ³ calcestruzzo [kg/m ³]
	Nome	[m ³]	[kg]			
6,30	C25/30	0,76	1890	64	1954	85

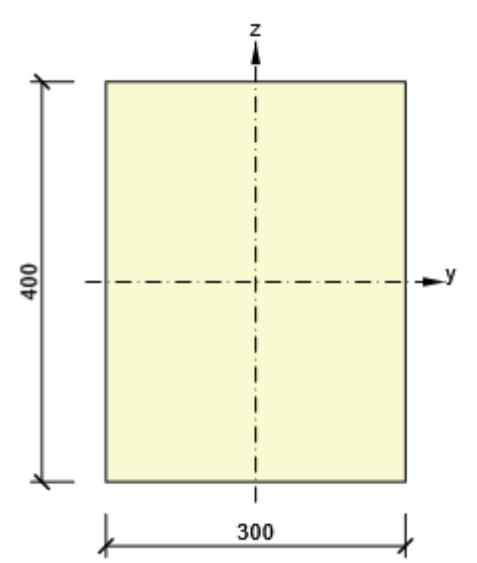
Φ [mm]	Materiale	Tipo di armatura	Lunghezza [m]	Peso [kg]
16	B 450 C	Ferri	9,45	15
14	B 450 C	Ferri	9,45	11
12	B 450 C	Ferri	18,90	17
8	B 450 C	Staffe	53,30	21

12.2 Verifiche SLV

12.2.1 Sezioni

Rectangle 400, 300

Simbolo	Valore	Unità
Materiale	C25/30	
A	120000	[mm ²]
S _y	0	[mm ³]
S _z	0	[mm ³]
I _y	1600000000	[mm ⁴]
I _z	900000000	[mm ⁴]
C _{gy}	0	[mm]
C _{gz}	0	[mm]
i _y	115	[mm]
i _z	87	[mm]



12.2.2 Materiale

Calcestruzzo

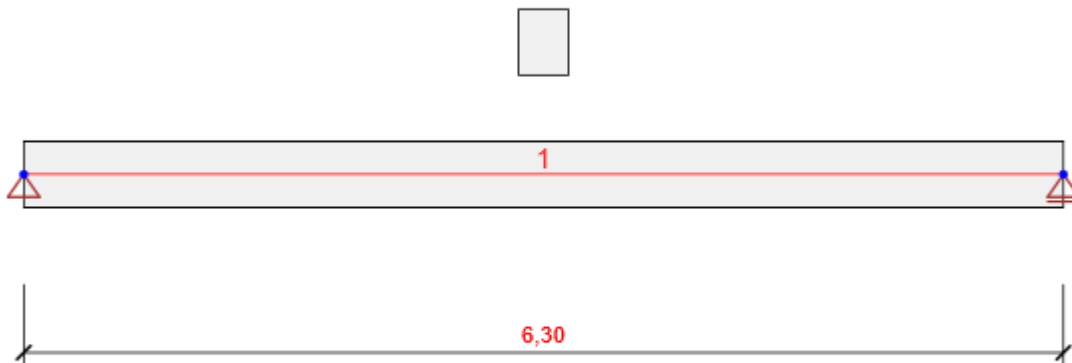
Nome	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
ε _{c2} = 20,0 1e-4, ε _{cu2} = 35,0 1e-4, ε _{c3} = 17,5 1e-4, ε _{cu3} = 35,0 1e-4, Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico						

Armatura

Nome	f _{yk} [MPa]	f _{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 500B	500,0	540,0	200000,0	0,20	7850
f _{tk} /f _{yk} = 1,08, ε _{uk} = 500,0 1e-4, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato					
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850

$f_{tk}/f_{yk} = 1,20, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B,
Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato

12.2.3 Geometria



Schema Strutturale

Membrature

Elemento	Lunghezza [m]	Fine dell'elemento [m]	Sezione
1	6,30	6,30	1 - Rectangle 400, 300 (Rettangolo 400, 300)

Nodi

Nodo	X [m]	Appoggio
1	0,00	XZ
2	6,30	Z

12.2.4 Casi di carico

Nome	Tipo	Gruppo di carico	Carico [kN/m]
SW	Permanente	LG1	0,0

G	Permanente	LG1	-2,0
Q	Variabile	LG2	-11,0

Gruppi Carichi Permanenti

Nome	$\gamma_{G, sub}$ [-]	$\gamma_{G, inf}$ [-]	ξ [-]
LG1	1,35	1,00	0,85

Gruppi di carichi accidentali

Nome	Tipo	γ_q [-]	Ψ_0 [-]	Ψ_1 [-]	Ψ_2 [-]
LG2	Esclusivo	1,50	0,70	0,50	0,30
LG3	Standard	1,50	0,70	0,50	0,30

12.2.5 Carichi

Caso di carico Q

Carichi di momento concentrati

Elemento	Type	Value [kNm]	X [m]	Posizione
1	My	-41,0	0,00	X
1	My	41,0	6,30	X

12.2.6 Combinazioni di carichi

Nome	Tipo	Valutazione
ULSF	SLU Fondamentale	Eurocodice, formula 6.10 a,b
	SW; G; Q	
SLSC	SLE Carat.	Eurocodice, formula 6.14b
	SW; G; Q	
SLSF	SLE Freq	Eurocodice, formula 6.15b
	SW; G; Q	
SLSQ	SLE Quasi Perm.	Eurocodice, formula 6.16b
	SW; G; Q	

12.2.7 Risultati

Inviluppi

Forze interne, Estremo dell'elemento, Forze baricentriche

Elemento	Combi	Posizione [m]	N [kN]	V _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(1)	0,00	0,0	67,5	-61,5
1	ULSF(3)	6,30	0,0	-69,8	-61,5
1	ULSF(3)	0,00	0,0	69,8	-61,5
1	ULSF(3)	3,15	0,0	0,0	48,5

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(1)	SW + G + 1,5*Q
ULSF(3)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

Deformazioni, Estremo dell'elemento,

Elemento	Combi	Posizione [m]	u _x [mm]	u _z [mm]	f _y [mrad]
1	SLSC(5)	0,00	0,0	0,0	1,0
1	SLSC(6)	3,15	0,0	-2,5	0,0
1	SLSC(6)	5,04	0,0	-1,3	-1,1
1	SLSC(6)	1,26	0,0	-1,3	1,1

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
SLSC(5)	SW + G
SLSC(6)	SW + G + Q

Reazioni

Nodo	Combi	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]
1	ULSF(3)	0,0	69,8	0,0
2	ULSF(3)	0,0	69,8	0,0

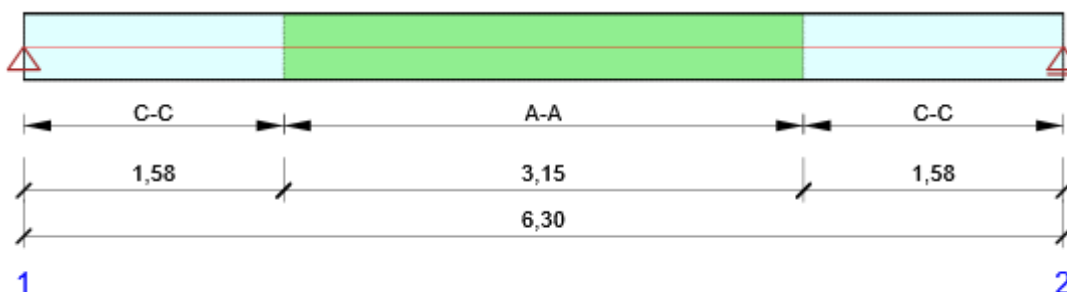
Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(3)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q

12.2.8 Progetto calcestruzzo

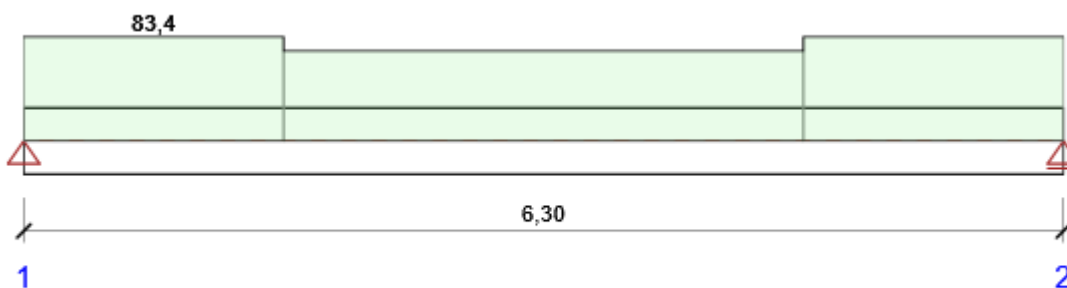
Normativa Nazionale

Normativa Nazionale	EN 1992-1-1:2014-12
Vita nominale	50 anni

Schema di armatura



Riassunto verifiche sezione



Verifica globale sezioni

Combinazione	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M, Zona: A-A (1,58 - 4,73)					
ULSF(3)	0,0	60,1	0,0	72,1	OK
Taglio, Zona: A-A (1,58 - 4,73)					
ULSF(3)	0,0	31,5	-34,9	60,8	OK
Interazione, Zona: C-C (0,00 - 1,58)					
ULSF(3)	0,0	-46,4	57,4	83,4	OK
Controllo delle tensioni, Zona: C-C (0,00 - 1,58)					
SLSC(6)	0,0	-38,5	41,3	73,1	OK
Apertura delle fessure, Zona: A-A (1,58 - 4,73)					

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

SLSQ(10)	0,0	28,6	0,0	41,6	OK
----------	-----	------	-----	------	----

Combinazione	Descrizione dell'effetto del carico critico
ULSF(3)	1,15*SW + 1,15*G + 1,5*Q
SLSC(6)	SW + G + Q
SLSQ(10)	SW + G + 0,3*Q

Riassunto verifiche degli spostamenti

d_x [m]	$u_{z,lin}$ [mm]	$u_{z,st}$ [mm]	$u_{z,ll}$ [mm]	$u_{z,lt}$ [mm]	$u_{z,lim}(\pm)$ [mm]	Valore [%]	Verifica
Spostamento totale							
3,15	-2,5	-6,6	-8,5	-11,5	25,2	45,7	OK

Combinazioni selezionate per la verifica dello spostamento

Nome	Tipo	Descrizione
SLSC(6)	Totale	SW + G + Q
	Lungo termine	SW + G + 0,30*Q

Stabilità laterale

Distinta dei materiali

La verifica della Stabilità laterale non è stata eseguita. Probabilmente non c'è nessun elemento da verificare.

Lunghezza [m]	Calcestruzzo			Armatura [kg]	Peso totale [kg]	Armatura /m ³ calcestruzzo [kg/m ³]
	Nome	[m ³]	[kg]			
6,30	C25/30	0,76	1890	64	1954	85

Φ [mm]	Materiale	Tipo di armatura	Lunghezza [m]	Peso [kg]
16	B 450 C	Ferri	9,45	15
14	B 450 C	Ferri	9,45	11
12	B 450 C	Ferri	18,90	17
8	B 450 C	Staffe	53,30	21

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>164 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	164 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	164 di 241								

13 VERIFICHE PILASTRO (30X40)

Si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica del pilastro è la maggiore fra le seguenti (§ 7.4.6.1.2 NTC 2018):

- 1/6 altezza libera del pilastro = $(4350-300)/6 = 675$ mm
- 45 cm
- Altezza della Sezione Trasversale del Pilastro = 400 mm

In definitiva dunque si assume un' **Altezza Critica di 700 mm**.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software IdeaStatica.

Secondo quanto specificato al § 7.4.4.2.1 delle NTC 2018, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro e ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ = momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ = momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Si riportano di seguito le tabelle di verifica della gerarchia di resistenza del nodo interpiano del pilastro in esame per i valori massimi e minimi di sforzo normale agente.

Come per le travi, nei pilastri la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per tale verifica e per il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M^s_{C,Rd}$ ed inferiore $M^i_{C,Rd}$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M^s_{C,Rd} + M^i_{C,Rd}}{l_p}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,00 per strutture in CD "B";

$M^s_{C,Rd}$ e $M^i_{C,Rd}$ = momenti resistenti delle sezioni di estremità superiore e inferiore;

l_p = lunghezza del pilastro.

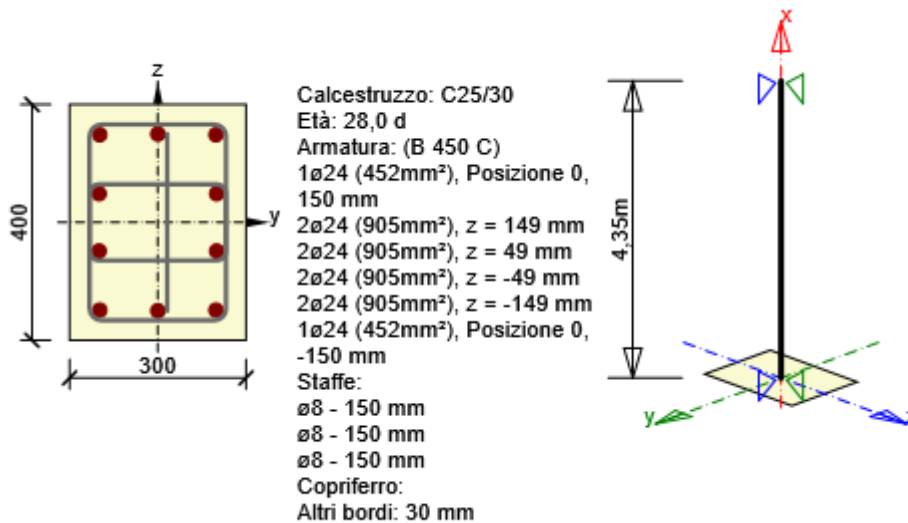
13.1 Verifiche SLU

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di base, interpiano e testa.

13.1.1 Sezione S 1

13.1.1.1 Estremo S 1 - E 1

Elemento di progetto	M 1
Sezione armata	R 1



13.1.1.1.1 Effetti dei carichi - forze interne

Tipo di carico	Tipo combinazione	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Totale	Fondamentale SLU	-176,4	-5,7	-7,0	0,2	34,4	55,7
Totale	Caratteristico	-133,4	0,0	0,0	0,0	25,1	40,8
Totale	Quasi-permanente	-143,0	0,0	0,0	0,0	20,0	33,9
Inizio	Fondamentale SLU	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Fondamentale SLU	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Eccezionale	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Eccezionale	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Carico ciclico max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Carico ciclico max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Carico ciclico min.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Fine	Carico ciclico min.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Resistenza al fuoco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Resistenza al fuoco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

13.1.1.1.2 Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)



Stati limite ultimi - combinazione fondamentale dei carichi

Asse	N_{ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{i,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{i,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-176,4	35,4	34,4	1,8	35,4	0,0	195	10	200	0	200
z	-176,4	57,3	55,7	1,8	57,3	0,0	316	10	325	0	325

Flessione biassiale

λ_y / λ_z	λ_z / λ_y	$(e_y / h_{eq}) / (e_z / b_{eq})$	$(e_z / b_{eq}) / (e_y / h_{eq})$	Verifica condizione
0,75	1,33	2,16	0,46	Non Soddisfatta

Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

Snellezza

Asse	l [m]	l_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
y^\perp	4,35	4,35	115	0,69	1,66	0,70	0,09	37,67	54,14	1° ordine
z^\perp	4,35	4,35	87	0,69	1,66	0,70	0,09	50,23	54,14	1° ordine

Curvatura Nominale

Asse	K_r [-]	K_ϕ [-]	ϕ_{eff} [-]	$1/r_0$ [1/m]	$1/r$ [1/m]	n_u [-]	n_{bal} [-]	c [-]	d [mm]	β [-]
y^\perp	0,00	0,00	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	9,87	0	0,00
z^\perp	0,00	0,00	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	9,87	0	0,00
Asse	θ_i [-]	α_m [-]	α_h [-]	ρ_m [-]	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]				
y^\perp	0,00	1,00	0,96	1,00	0,0	0,0				
z^\perp	0,00	1,00	0,96	1,00	0,0	0,0				
A_c	A_s	ω	ϕ	ϵ_{yd}						

[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[1e-4]
120000	4524	0,89	2,25	0,0

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Asse	Effetti ricalcolati dovuti a flessione biassiale
N _{Ed}	Forze normali di progetto
M _{Ed,y/z}	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
M _{0,y/z}	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
M _{i,y/z}	Momento flettente attorno all'asse y e z rispettivamente causato dalle imperfezioni
M _{0Ed,y/z}	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
M _{2,y/z}	Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
e _{0,v/z}	Eccentricità del primo ordine rispetto all'asse z e y rispettivamente
e _{0Ed,y/z}	Eccentricità del primo ordine rispetto all'asse z e y rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
e _{2,y/z}	Eccentricità rispetto all'asse z e y rispettivamente causata dagli effetti del 2° ordine
e _{Ed,y/z}	Eccentricità totale rispetto all'asse z e y rispettivamente incluso gli effetti del 2° ordine
l	Lunghezza dell'elemento compresso
l ₀	Lunghezza efficace perpendicolare a un asse
A	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
B	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
C	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
n	Forza normale relativa
λ	Snellezza rispetto all'asse y e all'asse z rispettivamente
λ _{lim}	Snellezza limite rispetto all'asse y e z rispettivamente



13.1.1.1.3 Panoramica

Tipo di verifica governante	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Controllo delle tensioni	-143,0	20,0	33,9			99,3	OK
Tipo di verifica	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M	-176,4	35,4	57,3			35,7	OK
Taglio	-176,4			9,1	0,2	9,1	OK
Torsione					0,2	1,3	OK
Interazione	-176,4	35,4	57,3	9,1	0,2	33,7	OK
Controllo delle tensioni	-143,0	20,0	33,9			99,3	OK
Apertura delle fessure	-143,0	20,0	33,9			20,8	OK
Asse				l ₀ [m]	λ [-]	λ _{lim} [-]	
Snellezza y [⊥]				4,35	37,67	54,14	
Snellezza z [⊥]				4,35	50,23	54,14	

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Valore limite dello sfruttamento della sezione: 100,0 %

Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

13.1.1.1.4 Diagramma di utilizzo N-M-M

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Tipo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-176,4	35,4	57,3	Nu-Mu-Mu	35,7	100,0	OK



Resistenza di progetto dei css sottoposti a flessione e forza assiale

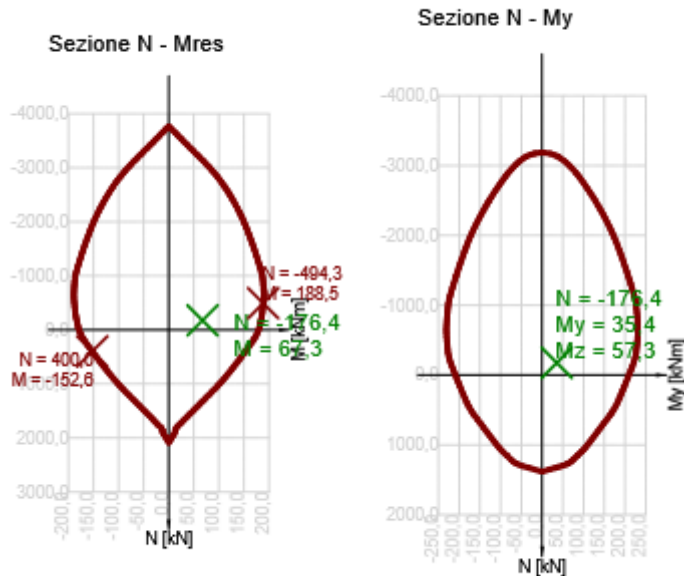
Tipo	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-176,4	-494,3	400,0
M_y [kNm]	35,4	99,1	-80,2
M_z [kNm]	57,3	160,4	-129,8

Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)

Asse	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-176,4	35,4	34,4	35,4	0,0
Z	-176,4	57,3	55,7	57,3	0,0

Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto della forza assiale agente causata dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
$M_{Ed,y}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y causato dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
$M_{Ed,z}$	Valore di progetto del momento flettente agente causato dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
Tipo	Nu-Mu-Mu: La resistenza della sezione è determinata ipotizzando una modifica proporzionale di tutti i componenti delle forze interne agenti (l'eccentricità della forza normale rimane costante) finché non è raggiunta la superficie di interazione. Il cambiamento dell
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
F_{Ed}	La forza di progetto agente causata dal carico esterno (senza effetti della precompressione)
F_{Rd1}	Prima serie di forze di resistenza risultanti dal primo punto di intersezione raggiunto sulla superficie di interazione
F_{Rd2}	Seconda serie di forze di resistenza risultanti dal secondo punto di intersezione raggiunto sulla superficie di interazione
$M_{Ed,y/z}$	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0Ed,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni

$M_{2,y/z}$ | Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente

13.1.1.1.5 Taglio

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Zona di verifica	Paragrafo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
9,1	-176,4	100,0	senza riduzione	6.2.2(1)	9,1	100,0	OK

Sollecitazioni di progetto a taglio e resistenze a taglio

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
9,1	100,0	313,2	450,1	87,0	100,0

Valori di input e risultati intermedi del progetto del taglio

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
5	1202	2262	291	344	201	45,0	90,0	1,07

$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_1 [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,76	0,15	0,02	1,5	40,1	0,4	0,54	0,60

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
V_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo di taglio agente (con effetto della precompressione)
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
V_{Rd}	Valore finale della resistenza di progetto a taglio
Zona di verifica	Tipo di zona in cui è eseguita la verifica
Paragrafo	Il numero di paragrafo (tipo di metodo) usato per la verifica a taglio
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$V_{Rd,c}$	La resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
$V_{Rd,max}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo che può essere sopportato dall'elemento, limitato dallo schiacciamento dei puntoni compressi
$V_{Rd,r}$	Valore limite dello sforzo di taglio di progetto considerato senza riduzione per il fattore Beta sec. (6.2.2(6))
$V_{Rd,s}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sostenuto dallo snervamento

	dell'armatura a taglio
n_c	Numero di braccia dell'armatura a taglio
a_{sw}	L'area dell'armatura a taglio per unità di lunghezza
A_{sl}	L'area dell'armatura longitudinale a trazione
b_w	La larghezza della sezione nel baricentro di css
d	Altezza utile della sezione
z	Il braccio più interno della leva
θ	L'angolo tra il puntone di calcestruzzo compresso e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo di taglio
α	L'angolo tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo di taglio
α_{cw}	Coefficiente che prende in considerazione lo stato delle sollecitazioni nel corrente compresso
$C_{Rd,c}$	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
k	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
k_1	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
ρ_l	Rapporto di armatura dell'armatura longitudinale a trazione
σ_{cp}	Sforzo normale nella sezione dovuto ai carichi o alla precompressione limitato da $0.2 f_{cd}$
σ_{wd}	Sforzo di progetto dell'armatura a taglio, vedi nota 2 par. 6.2.3 (3)
v_{min}	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
v	Fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per il calcolo della resistenza a taglio
v_1	Fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per il calcolo della resistenza a taglio

13.1.1.1.6 Torsione

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
0,2	15,7	1,3	100,0	OK

Momenti torcenti di resistenza e di progetto

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,2	14,4	57,8	15,7	15,7

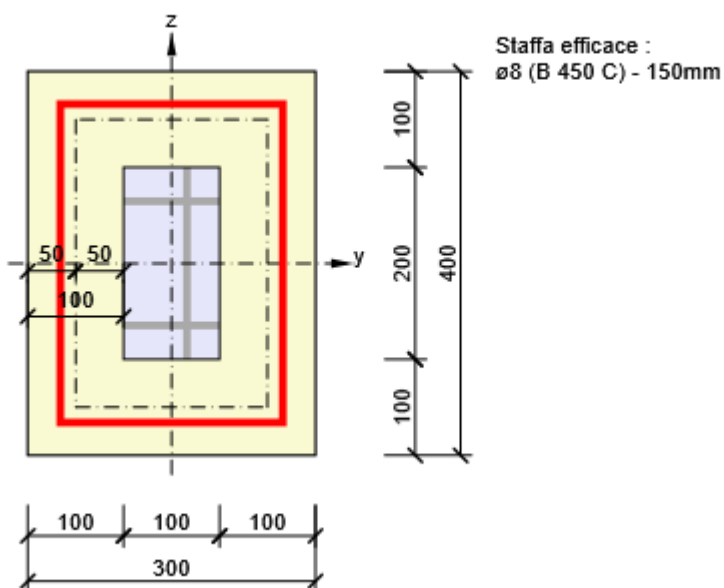
Valori di input e risultati intermedi del progetto a torsione

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
60000	1000	100	335	4524	0	45,0

Non conformità

Nessuna non conformità

Sezione a parete sottile per la verifica a torsione



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
T_{Ed}	Valore di progetto del momento torcente agente (con effetto della precompressione)
T_{Rd}	Momento di resistenza torsionale di progetto governante
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$T_{Rd,c}$	Momento a fessurazione torsionale di progetto
$T_{Rd,max}$	Momento di resistenza torsionale di progetto
$T_{Rd,s}$	Il valore di progetto del momento torcente, che può essere sostenuto dallo snervamento dell'armatura a torsione
A_k	L'area racchiusa dalle linee centrali delle piastre verticali di collegamento, incluso le aree delle cavità
u_k	Il perimetro dell'area A_k
t_{eff}	Lo spessore efficace della piastra verticale
a_{sw}	Area dell'armatura a taglio per unità di lunghezza usata per la verifica a torsione
A_{sl}	Area dell'armatura longitudinale all'interno della staffa, che assorbe la torsione
A_{sp}	Area dell'armatura di precompressione all'interno della staffa, che è efficace per la resistenza a torsione
θ	L'angolo tra il puntone di calcestruzzo compresso e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo

di taglio

13.1.1.1.7 Interazione

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore V+T [%]	Valore V+T+M [%]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-176,4	35,4	57,3	9,1	0,2	10,2	33,7	33,7	100,0	OK

Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)

Asse	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-176,4	35,4	34,4	35,4	0,0
Z	-176,4	57,3	55,7	57,3	0,0

Verifica di interazione del taglio e della torsione (calcestruzzo)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	Eq. 6.31 [%]	Eq. 6.29 [%]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
100,0	14,4	313,2	57,8	10,5	3,3	3,3	100,0	OK

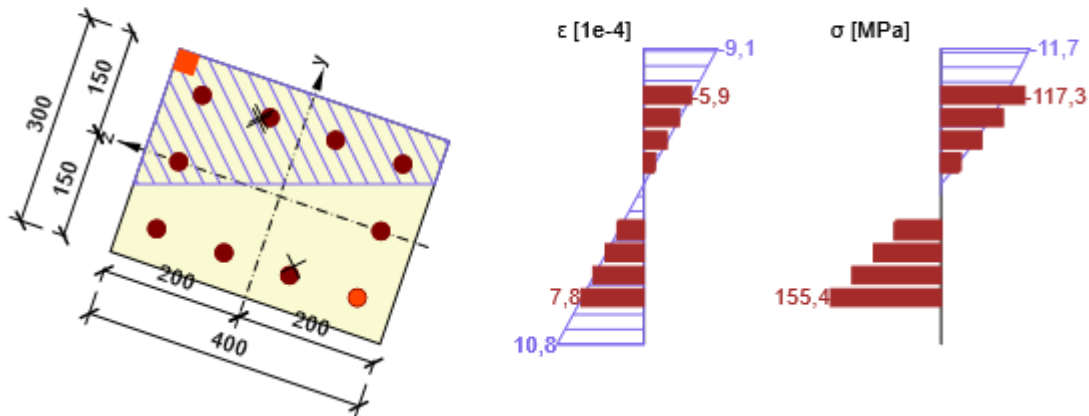
Verifica di interazione del taglio, della torsione, della flessione e delle forze normali

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Limite in ferro	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
75,4	9,1	1,8	0,1	0,0	2	33,7	100,0	OK

Verifica dettagliata dell'armatura

Ferro	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
2	-99	-149	0,1	7,8	450,0	2,4	155,4	461,4	33,7	OK

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
M_{Edy}	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y (con effetto della precompressione)
M_{Edz}	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse z (con effetto della precompressione)
V_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo di taglio agente (con effetto della precompressione)
T_{Ed}	Valore di progetto del momento torcente agente (con effetto della precompressione)
Valore V+T	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione (per interazione di taglio e torsione) relativo al valore limite
Valore V+T+M	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione (per interazione di taglio, torsione e flessione) relativo al valore limite
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$M_{Ed,y/z}$	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0Ed,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
$M_{2,y/z}$	Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$V_{Rd,c}$	La resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
$T_{Rd,c}$	Momento a fessurazione torsionale di progetto
$V_{Rd,max}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo che può essere sopportato dall'elemento, limitato dallo schiacciamento dei puntoni compressi
$T_{Rd,max}$	Momento di resistenza torsionale di progetto

Eq. 6.31	Il valore dello sfruttamento della sezione secondo l'equazione (6.31) EN 1992-1-1
Eq. 6.29	Il valore dello sfruttamento della sezione secondo l'equazione (6.29) EN 1992-1-1
F_b	Forze risultanti nell'armatura longitudinale dovute a flessione e forza normale
$\Delta F_{td,s}$	Forza a trazione aggiuntiva nell'armatura longitudinale dovuta al taglio calcolato come $V_{Ed} * \cot\theta$
$\Delta F_{td,t}$	Forza a trazione aggiuntiva nell'armatura longitudinale dovuta alla torsione
$\Delta \varepsilon_s$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta al taglio
$\Delta \varepsilon_t$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta alla torsione
Limite in ferro	Numero dell'armatura non precompressa con il valore limite della verifica
Ferro	Numero di barre con il valore estremo della verifica
y_i	Coordinata y del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
z_i	Coordinata z del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
$\Delta \varepsilon_{st}$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta al taglio e alla torsione
ε	Deformazione nel ferro/trefolo dovuta taglio, torsione e flessione
ε_{lim}	Valore limite della deformazione nel ferro/trefolo
$\Delta \sigma_{st}$	Sollecitazione a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta a taglio e torsione
σ	Sollecitazione nel ferro/trefolo dovuta a taglio, torsione e flessione
σ_{lim}	Valore limite della tensione nel ferro/trefolo

13.1.1.1.8 Controllo delle tensioni

Controllo delle tensioni - effetto a breve termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(3)-Quasi	Fibre di calcestruzzo	3	-11,2	-11,3	99,3	100,0	OK

Controllo delle tensioni - effetto a lungo termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(3)-Quasi	Fibre di calcestruzzo	3	-6,2	-11,3	54,9	100,0	OK

Verifica dettagliata del calcestruzzo - effetti a breve termine

Tipo di verifica	Fibra	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(2)-Char	3	150	200	-133,4	25,1	40,8	-13,8	-15,0	91,7	OK
7.2(3)-Quasi	3	150	200	-143,0	20,0	33,9	-11,2	-11,3	99,3	OK

Verifica dettagliata dell'armatura - effetti a breve termine

Tipo di verifica	Ferro	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(5)-Char	2	-99	-149	-133,4	25,1	40,8	91,4	360,0	25,4	OK

Verifica dettagliata del calcestruzzo - effetti a lungo termine

Tipo di verifica	Fibra	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(2)-Char	3	150	200	-133,4	25,1	40,8	-7,4	-15,0	49,6	OK
7.2(3)-Quasi	3	150	200	-143,0	20,0	33,9	-6,2	-11,3	54,9	OK

Verifica dettagliata dell'armatura - effetti a lungo termine

Tipo di verifica	Ferro	y _i [mm]	z _i [mm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	σ [MPa]	σ _{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(5)-Char	2	-99	-149	-133,4	25,1	40,8	113,2	360,0	31,4	OK

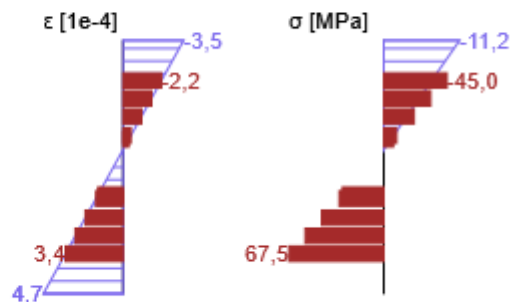
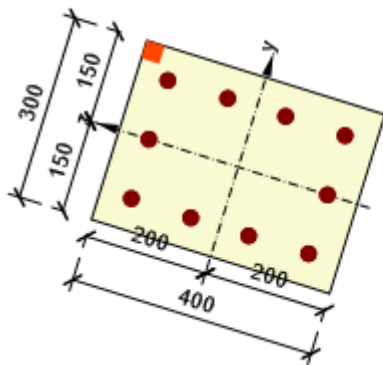
Coefficiente di viscosità

Metodo di valutazione	h ₀ [mm]	A _c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t ₀ [d]	t _s [d]	RH [%]	Uso γ _{lt}	φ(t,t ₀) [-]
Automatico	171	120000	1400	18250,0	28,0	7,0	65	No	2,25

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

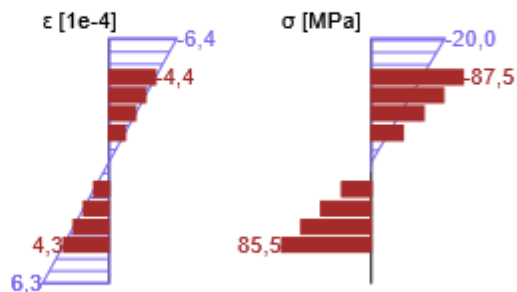
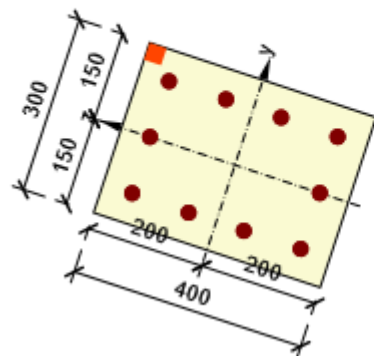
- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a breve termine



Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a lungo termine



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Tipo di verifica	Il numero di paragrafo e il tipo di combinazione SLE usati per il calcolo del controllo delle tensioni
Tipo componente	Specificazione del tipo di componente css (calcestruzzo fibra/ferro/trefolo) con valori limite nella verifica
Indice	Numero della fibra di calcestruzzo, armatura o trefolo con il valore limite della verifica
σ	Sforzo nel componente css (fibra/ferro/trefolo...) calcolato per la combinazione SLE appropriata
σ_{lim}	Valore limite dello sforzo nel componente css (fibra/ferro/trefolo...) calcolato per la combinazione SLE appropriata
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite

Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
Fibra	Numero delle fibre di calcestruzzo con il valore limite della verifica
y_i	Coordinata y del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
z_i	Coordinata z del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
N	Forza normale per combinazione SLE appropriata
M_y	Momento flettente attorno all'asse y per combinazione SLE appropriata
M_z	Momento flettente attorno all'asse z per combinazione SLE appropriata
Ferro	Numero di barre con il valore estremo della verifica
h_0	La misura teorica = $2A_c / u$, dove A_c è l'area della sezione del calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essiccamento
A_c	Area sezione del calcestruzzo
u	Il perimetro della parte esposta a essiccamento
t	Età del calcestruzzo nel momento considerato
t_0	Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
t_s	L'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro da essiccamento (o del rigonfiamento) in giorni. Normalmente avviene alla fine dei trattamenti successivi al getto
RH	è il fattore che tiene conto dell'umidità relativa
Uso γ_{lt}	Si usa il fattore di valutazione della deformazione a lungo termine secondo gli Annessi B, par. B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Valore calcolato del coefficiente di viscosità

13.1.1.1.9 Fessurazione

Apertura delle fessure- effetti a breve termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-143,0	20,0	33,9	0,046	0,300	15,3	100,0	OK

Apertura delle fessure - effetti a lungo termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-143,0	20,0	33,9	0,062	0,300	20,8	100,0	OK

Risultati intermedi e coefficienti per il calcolo a fessurazione - effetti a breve termine

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
175	77	341	10412	452	0,04
k_t [-]	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,60	2,0	0,80	0,50	3,40	0,43
c	ϵ_1	ϵ_2	$s_{r,max}$	Φ	σ_s

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	179 di 241

[mm]	[1e-4]	[1e-4]	[mm]	[mm]	[MPa]
39	4,7	-3,5	227	24	67,5

Risultati intermedi e coefficienti per il calcolo a fessurazione - effetti a lungo termine

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
207	68	345	7736	452	0,06
k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	3,1	0,80	0,50	3,40	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$s_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
39	6,3	-6,4	203	24	85,5

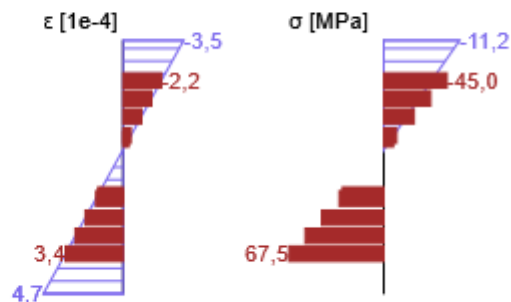
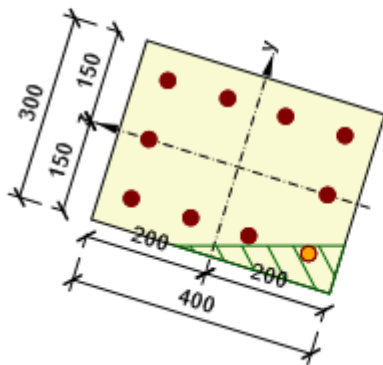
Coefficiente di viscosità

Metodo di valutazione	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Uso γ_{lt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatico	171	120000	1400	18250,0	28,0	7,0	65	No	2,25

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

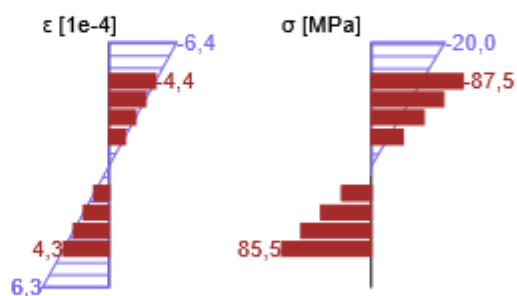
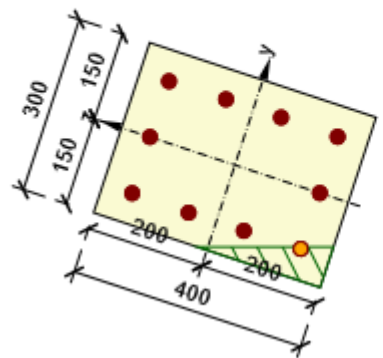
- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a breve termine



Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a lungo termine



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Combinazione	Combinazione usata per il calcolo incluso i coefficienti rsup o rinf sec. 5.10.9
N	Forza normale per combinazione quasi-permanente
M_y	Momento flettente attorno all'asse y per combinazione quasi-permanente
M_z	Momento flettente attorno all'asse z per combinazione quasi-permanente
w_k	L'apertura delle fessure è calcolata secondo 7.3.4
w_{lim}	Valore limite dell'apertura delle fessure secondo la tabella 7.1N
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
x	Altezza della zona di compressione (posizione dell'asse neutro)

$h_{c,eff}$	L'altezza dell'area a trazione efficace del calcestruzzo attorno all'armatura o ai trefoli di precompressione (7.3.2 (3))
d	Altezza utile della sezione
$A_{c,eff}$	Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura e ai trefoli di precompressione
$A_{s,eff}$	Area efficace dell'acciaio dell'armatura all'interno dell'area efficace del calcestruzzo
$\rho_{p,eff}$	Rapporto tra l'area efficace dell'armatura tesa e precompressa e l'area efficace del calcestruzzo a trazione
k_t	Fattore dipendente dalla durata del carico (7.3.4 (2))
k_1	Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente (7.3.4 (3))
k_2	Coefficiente che tiene conto della distribuzione della deformazione
c	Spessore del copriferro dell'armatura principale longitudinale
ϵ_1	Deformazione a trazione maggiore alle estremità della sezione considerata, ipotizzando la sezione fessurata
ϵ_2	Deformazione a trazione minore alle estremità della sezione considerata, ipotizzando la sezione fessurata
$s_{r,max}$	Spaziatura massima finale delle fessure
Φ	Diametro del ferro o diametro equivalente del ferro per più diametri di ferri all'interno dell'area di trazione efficace del calcestruzzo
σ_s	Sollecitazioni massime nell'armatura a trazione considerando la sezione fessurata
h_0	La misura teorica = $2A_c / u$, dove A_c è l'area della sezione del calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essiccamento
A_c	Area sezione del calcestruzzo
u	Il perimetro della parte esposta a essiccamento
t	Età del calcestruzzo nel momento considerato
t_0	Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
t_s	L'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro da essiccamento (o del rigonfiamento) in giorni. Normalmente avviene alla fine dei trattamenti successivi al getto
RH	è il fattore che tiene conto dell'umidità relativa
Uso γ_{lt}	Si usa il fattore di valutazione della deformazione a lungo termine secondo gli Annessi B, par. B.105 (103)
$\varphi(t,t_0)$	Valore calcolato del coefficiente di viscosità

13.1.1.1.10 Dettagli costruttivi

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Rapporto _{lungo} [%]	Rapporto _{taglio} [%]	Governante [%]	Limite [%]	Verifica
-176,4	35,4	57,3	94,2	100,0	100,0	100,0	OK

Verifica i dettagli costruttivi dell'armatura longitudinale

Tipo	Valore _{calc}	Valore _{lim}	Rapporto [%]	Verifica
Rapp. di armatura min. per armatura longitudinale (9.5.2 (2))	3,77	0,20	5,3	OK

[%]				
Rapporto arm. max per armatura longitudinale (9.5.2 (3)) [%]	3,77	4,00	94,2	OK
Luce netta minima dell'armatura longitudinale (8.2 (2)) [mm]	73	24	32,7	OK
Distanza assiale massima dell'armatura longitudinale (9.2.3 (4)) [mm]	200	350	57,1	OK
Diametro minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (1)) [mm]	24	8	33,3	OK
Numeri di ferri minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (4))	10	4	40,0	OK

Verifica i dettagli costruttivi dell'armatura a taglio

Tipo	Valore _{calc}	Valore _{lim}	Rapporto [%]	Verifica
Distanza massima delle staffe (9.5.3 (3)) [mm]	150	400	37,5	OK
Diametro minimo di armatura a taglio (9.5.3 (1)) [mm]	8	6	75,0	OK
Diametro minimo del mandrino della staffa (8.3 (2)) [-]	4,00	4,00	100,0	OK

Valori di input e risultati intermedi per i dettagli costruttivi


b_w [mm]	d [mm]	A_c [mm ²]	$b_t * d$ [mm ²]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{cd} [MPa]
291	344	120000	0	450,0	391,3	25,0	2,6	16,7

Non conformità

Nessuna non conformità

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
$M_{Ed,y}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y (con effetto della precompressione)
$M_{Ed,z}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse z (con effetto della precompressione)
Rapporto _{lungo}	Rapporto critico tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi per l'armatura longitudinale
Rapporto _{taglio}	Rapporto critico tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi per l'armatura a taglio
Governante	Rapporto governante tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi
Limite	Rapporto limite che rappresenta le regole sui dettagli costruttivi
Verifica	Risultato della verifica
Tipo	Tipo delle prescrizioni dei dettagli costruttivi
Valore _{calc}	Quantità calcolata o da input che rappresenta la regola di dettaglio costruttivo data
Valore _{lim}	Valore limite della quantità che rappresenta la regola di dettaglio costruttivo data
Rapporto	Rapporto tra valore calcolato o da input, che esprime i dettagli costruttivi, e il suo valore limite

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

13.1.1.2 Lista degli Elementi di Progetto

Elemento di progetto M 1

Tipo elemento	Elemento Compresso
Classe di Esposizione	XC3, XD1
Umidità relativa	65 %
Φ_{inf}	Calcolato
Importanza dell'elemento strutturale	Maggiore

Imperfezioni, 2° ordine

L	4,35 m
Luce di calcolo	Sec. appoggi

Vincoli alle estremità dell'elemento compresso

Direzione	y^{\perp}	z^{\perp}
Fine	Cerniera	Cerniera
Inizio	Cerniera	Cerniera

Imperfezione geometrica

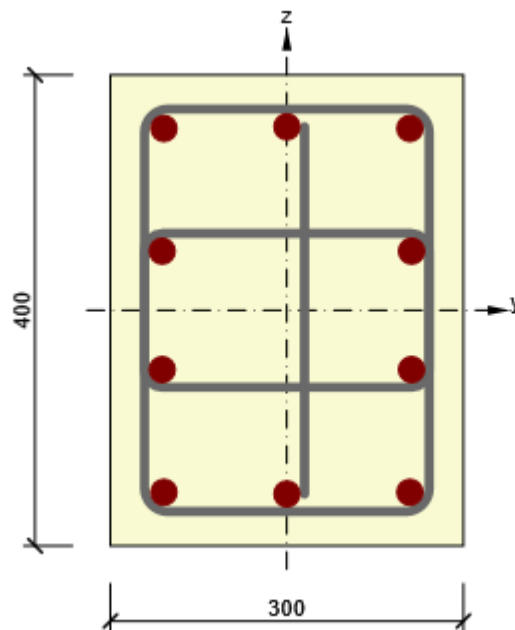
Uso per SLU	Si
Uso per SLE	No
Effetto considerato	Elemento isolato
Direzione delle imperfezioni	Dalle impostazioni del codice

Effetti del secondo ordine

Analisi degli effetti del secondo ordine	Si
Elemento rinforzato lungo l'asse y	No
Elemento rinforzato lungo l'asse z	No
Metodo di analisi	Curvatura Nominale
Fattore c all'asse y	Definito dall'utente
$c_{y^{\perp}}$	9,87
Fattore c all'asse z	Definito dall'utente
$c_{z^{\perp}}$	9,87

13.1.1.3 Lista delle Sezioni Armate

Sezione Armata R 1



Componenti della sezione

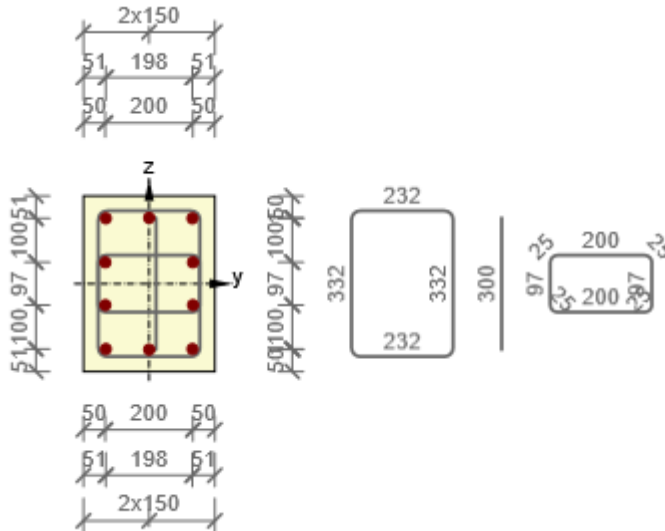
Sezione rettangolare (300 / 400mm), Materiale: C25/30

Caratteristiche della sezione

A [mm ²]	S _y [mm ³]	S _z [mm ³]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	C _{gy} [mm]	C _{gz} [mm]	i _y [mm]	i _z [mm]
120000	0	0	1600000000	900000000	0	0	115	87

Copriferro relativo ai bordi della sezione

1	30 mm
2	30 mm
3	30 mm
4	30 mm



Armatura longitudinale [kg/m]	Armatura a taglio [kg/m]	Volume totale [kg/m]	Armatura / m3 calcestruzzo [kg/m ³]
36	6	41	342

Armatura longitudinale

Ferro	Ø [mm]	Materiale	Y [mm]	Z [mm]
1	24	B 450 C	-99	149
2	24	B 450 C	-99	-149
3	24	B 450 C	99	-149
4	24	B 450 C	99	149
5	24	B 450 C	0	-150
7	24	B 450 C	0	150
9	24	B 450 C	-100	49
10	24	B 450 C	-100	-49
11	24	B 450 C	100	-49
12	24	B 450 C	100	49

Staffe

Staffa	Ø [mm]	Materiale	Distanza [mm]	Chiuso	Verifica a Taglio	Verifica a Torsione	Diametro del mandrino
1	8	B 450 C	150	Si	Si	Si	4,00
2	8	B 450 C	150	No	Si	No	0,00
3	8	B 450 C	150	Si	Si	Si	0,00

Staffa	Vertice	Y [mm]	Z [mm]
1	1	-116	166

1	2	-116	-166
1	3	116	-166
1	4	116	166
2	1	0	150
2	2	0	-150
3	1	-100	49
3	2	100	49
3	3	100	-49
3	4	-100	-49

13.1.1.4 Lista dei materiali usati

Calcestruzzo

Nome	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
	$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4},$ Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico					

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
f_{cm}	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
f_{ctm}	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
E_{cm}	Modulo Secante di elasticità del calcestruzzo
ϵ_c	Deformazione compressione nel calcestruzzo alla tensione di picco f_c
ϵ_{cu}	Deformazione di contrazione ultima nel calcestruzzo

Acciaio Armatura Lenta

Nome	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850
	$f_{tk}/f_{yk} = 1,20, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4},$ Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato				

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
f_{yk}	Valore caratteristico della tensione di snervamento dell'armatura
f_{tk}	Valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura

E	Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura
ϵ_{uk}	Valore caratteristico della deformazione dell'armatura lenta o di precompressione al massimo carico

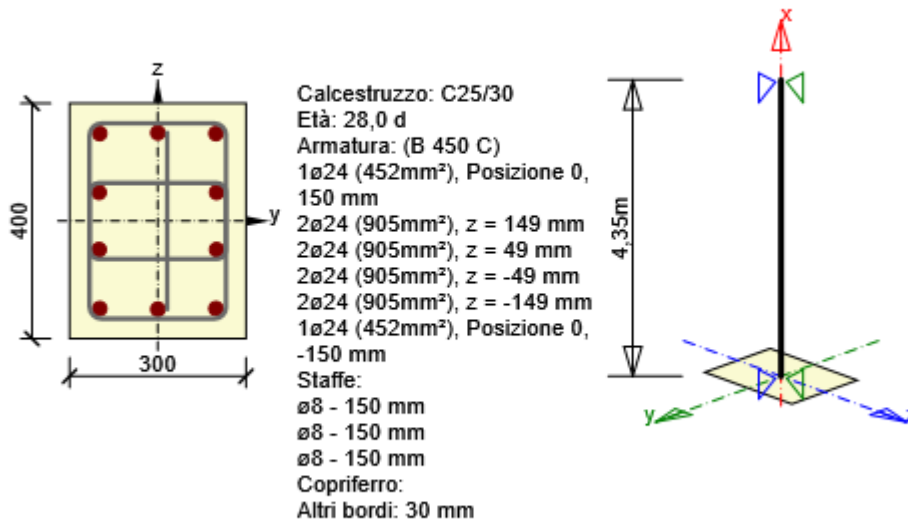
13.2 Verifiche SLV

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di base, interpiano e testa.

13.2.1 Sezione S 1

13.2.1.1 Estremo S 1 - E 1

Elemento di progetto	M 1
Sezione armata	R 1



13.2.1.1.1 Effetti dei carichi - forze interne

Tipo di carico	Tipo combinazione	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Totale	Fondamentale SLU	-174,6	-21,5	-59,8	-4,3	-92,7	-102,5
Totale	Caratteristico	-133,4	0,0	0,0	0,0	25,1	40,8
Totale	Quasi-permanente	-143,0	0,0	0,0	0,0	20,0	33,9
Inizio	Fondamentale SLU	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Fondamentale SLU	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Eccezionale	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Eccezionale	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Inizio	Carico ciclico max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Carico ciclico max	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Carico ciclico min.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Carico ciclico min.	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Inizio	Resistenza al fuoco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Fine	Resistenza al fuoco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

13.2.1.1.2 Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)



Stati limite ultimi - combinazione fondamentale dei carichi

Asse	N_{ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{i,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]	$e_{0,y/z}$ [mm]	$e_{i,y/z}$ [mm]	$e_{0Ed,y/z}$ [mm]	$e_{2,y/z}$ [mm]	$e_{Ed,y/z}$ [mm]
y	-174,6	-93,9	-92,7	-1,8	-93,9	0,0	-531	-10	-538	0	-538
z	-174,6	-103,9	-102,5	-1,8	-103,9	0,0	-587	-10	-595	0	-595

Flessione biassiale

λ_y / λ_z	λ_z / λ_y	$(e_y / h_{eq}) / (e_z / b_{eq})$	$(e_z / b_{eq}) / (e_y / h_{eq})$	Verifica condizione
0,75	1,33	1,47	0,68	Non Soddisfatta

Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

Snellezza

Asse	l [m]	l_0 [m]	i [mm]	A [-]	B [-]	C [-]	n [-]	λ [-]	λ_{lim} [-]	$\lambda \leq \lambda_{lim}$
y^\perp	4,35	4,35	115	0,69	1,66	0,70	0,09	37,67	54,42	1° ordine
z^\perp	4,35	4,35	87	0,69	1,66	0,70	0,09	50,23	54,42	1° ordine

Curvatura Nominale

Asse	K_r [-]	K_ϕ [-]	ϕ_{eff} [-]	$1/r_0$ [1/m]	$1/r$ [1/m]	n_u [-]	n_{bal} [-]	c [-]	d [mm]	β [-]
y^\perp	0,00	0,00	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	9,87	0	0,00
z^\perp	0,00	0,00	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	9,87	0	0,00
Asse	θ_i [-]	α_m [-]	α_h [-]	ρ_m [-]	M_{01} [kNm]	M_{02} [kNm]				

y^\perp	0,00	1,00	0,96	1,00	0,0	0,0
z^\perp	0,00	1,00	0,96	1,00	0,0	0,0
A_c [mm ²]	A_s [mm ²]	ω [-]	ϕ [-]	ϵ_{yd} [1e-4]		
120000	4524	0,89	2,25	0,0		

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Asse	Effetti ricalcolati dovuti a flessione biassiale
N_{Ed}	Forze normali di progetto
$M_{Ed,y/z}$	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{i,y/z}$	Momento flettente attorno all'asse y e z rispettivamente causato dalle imperfezioni
$M_{0Ed,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
$M_{2,y/z}$	Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$e_{0,y/z}$	Eccentricità del primo ordine rispetto all'asse z e y rispettivamente
$e_{0Ed,y/z}$	Eccentricità del primo ordine rispetto all'asse z e y rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
$e_{2,y/z}$	Eccentricità rispetto all'asse z e y rispettivamente causata dagli effetti del 2° ordine
$e_{Ed,y/z}$	Eccentricità totale rispetto all'asse z e y rispettivamente incluso gli effetti del 2° ordine
l	Lunghezza dell'elemento compresso
l_0	Lunghezza efficace perpendicolare a un asse
A	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
B	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
C	Valore parziale per la determinazione della snellezza limite, vedi 5.8.3.1 (1)
n	Forza normale relativa
λ	Snellezza rispetto all'asse y e all'asse z rispettivamente
λ_{lim}	Snellezza limite rispetto all'asse y e z rispettivamente

13.2.1.1.3 Panoramica

Tipo di verifica governante	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Controllo delle tensioni	-143,0	20,0	33,9			99,3	OK



Tipo di verifica	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore [%]	Verifica
Diagramma di utilizzo N-M-M	-174,6	-93,9	-103,9			74,9	OK
Taglio	-174,6			63,5	-4,3	55,8	OK
Torsione					-4,3	27,3	OK
Interazione	-174,6	-93,9	-103,9	63,5	-4,3	84,8	OK
Controllo delle tensioni	-143,0	20,0	33,9			99,3	OK

Apertura delle fessure	-143,0	20,0	33,9			20,8	OK
------------------------	--------	------	------	--	--	------	----

Asse	I_0 [m]	λ [-]	λ_{lim} [-]
Snellezza y^\perp	4,35	37,67	54,42
Snellezza z^\perp	4,35	50,23	54,42

Valore limite dello sfruttamento della sezione: 100,0 %

Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

13.2.1.1.4 Diagramma di utilizzo N-M-M

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Tipo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-174,6	-93,9	-103,9	Nu-Mu-Mu	74,9	100,0	OK


Resistenza di progetto dei css sottoposti a flessione e forza assiale

Tipo	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	-174,6	-233,2	212,8
M_y [kNm]	-93,9	-125,4	114,5
M_z [kNm]	-103,9	-138,7	126,6

Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)

Asse	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-174,6	-93,9	-92,7	-93,9	0,0
Z	-174,6	-103,9	-102,5	-103,9	0,0

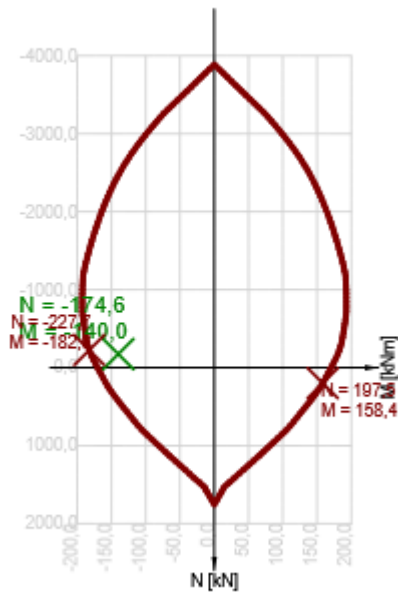
Non conformità

Non conformità	
	Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse y sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore

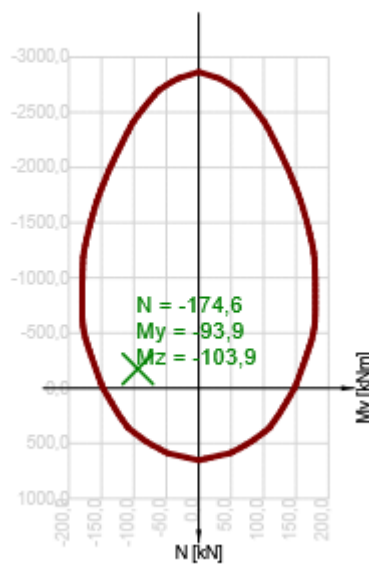
λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

i Gli effetti del secondo ordine rispetto all'asse z sono trascurati perché la snellezza λ è sotto il valore λ_{lim} (vedi EN 1992-1-1 articolo 5.8.3.1 (1)).

Sezione N - Mres



Sezione N - My



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto della forza assiale agente causata dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
$M_{Ed,y}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y causato dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
$M_{Ed,z}$	Valore di progetto del momento flettente agente causato dal carico esterno permanente e accidentale e dagli effetti secondari della precompressione
Tipo	Nu-Mu-Mu: La resistenza della sezione è determinata ipotizzando una modifica proporzionale di tutti i componenti delle forze interne agenti (l'eccentricità della forza normale rimane costante) finché non è raggiunta la superficie di interazione. Il cambiamento dell
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
F_{Ed}	La forza di progetto agente causata dal carico esterno (senza effetti della precompressione)
F_{Rd1}	Prima serie di forze di resistenza risultanti dal primo punto di intersezione raggiunto sulla superficie di interazione
F_{Rd2}	Seconda serie di forze di resistenza risultanti dal secondo punto di intersezione raggiunto sulla superficie di interazione
$M_{Ed,y/z}$	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente

$M_{0,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0Ed,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
$M_{2,y/z}$	Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente

13.2.1.1.5 Taglio

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Zona di verifica	Paragrafo	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
63,5	-174,6	113,8	senza riduzione	6.2.3(3)	55,8	100,0	OK

Sollecitazioni di progetto a taglio e resistenze a taglio

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
63,5	105,2	342,1	470,9	113,8	113,8

Valori di input e risultati intermedi del progetto del taglio

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
5	1577	2714	319	328	200	45,0	90,0	1,07
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_1 [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{wd} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,78	0,15	0,02	1,5	254,5	0,4	0,54	0,60

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
V_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo di taglio agente (con effetto della precompressione)
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
V_{Rd}	Valore finale della resistenza di progetto a taglio
Zona di verifica	Tipo di zona in cui è eseguita la verifica
Paragrafo	Il numero di paragrafo (tipo di metodo) usato per la verifica a taglio
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$V_{Rd,c}$	La resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
$V_{Rd,max}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo che può essere sopportato dall'elemento, limitato dallo schiacciamento dei puntoni compressi

$V_{Rd,r}$	Valore limite dello sforzo di taglio di progetto considerato senza riduzione per il fattore Beta sec. (6.2.2(6))
$V_{Rd,s}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sostenuto dallo snervamento dell'armatura a taglio
n_c	Numero di braccia dell'armatura a taglio
a_{sw}	L'area dell'armatura a taglio per unità di lunghezza
A_{sl}	L'area dell'armatura longitudinale a trazione
b_w	La larghezza della sezione nel baricentro di css
d	Altezza utile della sezione
z	Il braccio più interno della leva
θ	L'angolo tra il puntone di calcestruzzo compresso e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo di taglio
α	L'angolo tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo di taglio
α_{cw}	Coefficiente che prende in considerazione lo stato delle sollecitazioni nel corrente compresso
$C_{Rd,c}$	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
k	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
k_1	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
ρ_l	Rapporto di armatura dell'armatura longitudinale a trazione
σ_{cp}	Sforzo normale nella sezione dovuto ai carichi o alla precompressione limitato da 0.2 fcd
σ_{wd}	Sforzo di progetto dell'armatura a taglio, vedi nota 2 par. 6.2.3 (3)
v_{min}	Coefficiente per il calcolo della resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
v	Fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per il calcolo della resistenza a taglio
v_1	Fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo per il calcolo della resistenza a taglio

13.2.1.1.6 Torsione

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-4,3	15,7	27,3	100,0	OK

Momenti torcenti di resistenza e di progetto

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
-4,3	14,4	57,8	15,7	15,7

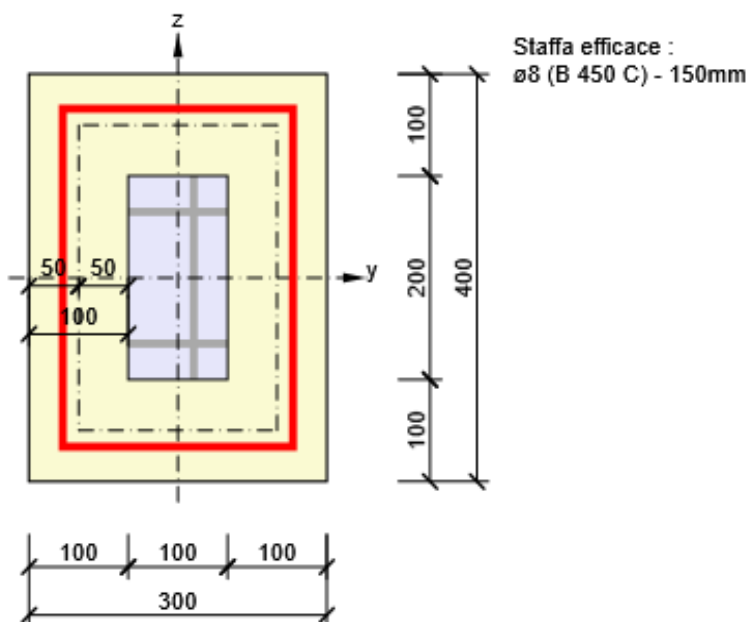
Valori di input e risultati intermedi del progetto a torsione

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
60000	1000	100	335	4524	0	45,0

Non conformità

Nessuna non conformità

Sezione a parete sottile per la verifica a torsione



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
T_{Ed}	Valore di progetto del momento torcente agente (con effetto della precompressione)
T_{Rd}	Momento di resistenza torsionale di progetto governante
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$T_{Rd,c}$	Momento a fessurazione torsionale di progetto
$T_{Rd,max}$	Momento di resistenza torsionale di progetto
$T_{Rd,s}$	Il valore di progetto del momento torcente, che può essere sostenuto dallo snervamento dell'armatura a torsione
A_k	L'area racchiusa dalle linee centrali delle piastre verticali di collegamento, incluso le aree delle cavità

u_k	Il perimetro dell'area A_k
t_{eff}	Lo spessore efficace della piastra verticale
a_{sw}	Area dell'armatura a taglio per unità di lunghezza usata per la verifica a torsione
A_{sl}	Area dell'armatura longitudinale all'interno della staffa, che assorbe la torsione
A_{sp}	Area dell'armatura di precompressione all'interno della staffa, che è efficace per la resistenza a torsione
θ	L'angolo tra il puntone di calcestruzzo compresso e l'asse della trave perpendicolare allo sforzo di taglio

13.2.1.1.7 Interazione

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kNm]	Valore V+T [%]	Valore V+T+M [%]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
-174,6	-93,9	-103,9	63,5	-4,3	65,0	84,8	84,8	100,0	OK

Ricalcolo delle forze interne (effetto del secondo ordine e imperfezioni)

Asse	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{0,y/z}$ [kNm]	$M_{0Ed,y/z}$ [kNm]	$M_{2,y/z}$ [kNm]
Y	-174,6	-93,9	-92,7	-93,9	0,0
Z	-174,6	-103,9	-102,5	-103,9	0,0

Verifica di interazione del taglio e della torsione (calcestruzzo)

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	Eq. 6.31 [%]	Eq. 6.29 [%]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
105,2	14,4	342,1	57,8	90,3	26,0	26,0	100,0	OK

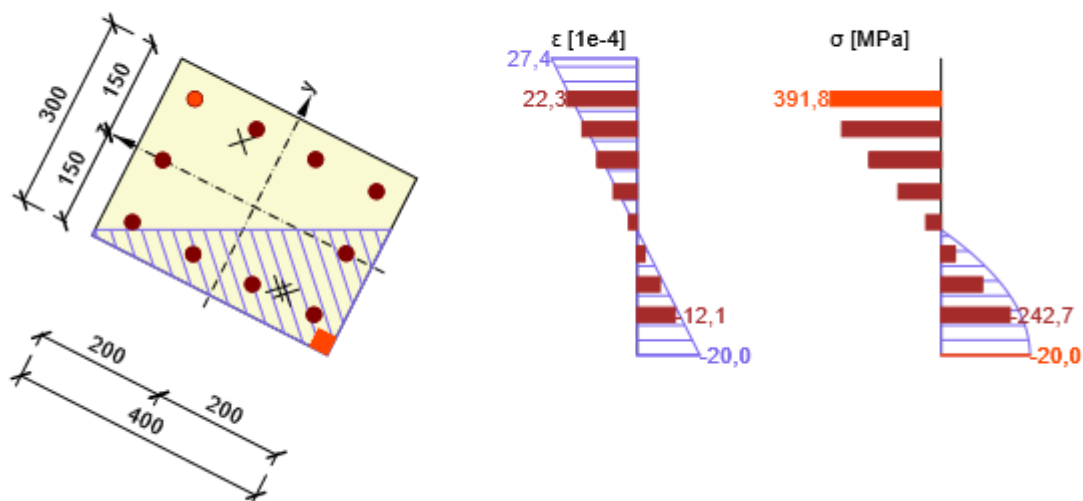
Verifica di interazione del taglio, della torsione, della flessione e delle forze normali

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \epsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \epsilon_t$ [1e-4]	Limite in ferro	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
239,7	63,5	35,8	0,7	0,4	4	84,8	100,0	OK

Verifica dettagliata dell'armatura

Ferro	y_i [mm]	z_i [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
4	99	149	1,1	19,8	450,0	17,6	391,3	461,4	84,8	OK

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
M_{Edy}	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y (con effetto della precompressione)
M_{Edz}	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse z (con effetto della precompressione)
V_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo di taglio agente (con effetto della precompressione)
T_{Ed}	Valore di progetto del momento torcente agente (con effetto della precompressione)
Valore V+T	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione (per interazione di taglio e torsione) relativo al valore limite
Valore V+T+M	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione (per interazione di taglio, torsione e flessione) relativo al valore limite
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
$M_{Ed,y/z}$	Momento di progetto totale attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$M_{0Ed,y/z}$	Momento flettente del primo ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente incluso gli effetti delle imperfezioni
$M_{2,y/z}$	Momento nominale del 2° ordine attorno all'asse y e all'asse z rispettivamente
$V_{Rd,c}$	La resistenza a taglio di progetto dell'elemento senza armatura a taglio
$T_{Rd,c}$	Momento a fessurazione torsionale di progetto
$V_{Rd,max}$	Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo che può essere sopportato dall'elemento,

	limitato dallo schiacciamento dei puntoni compressi
$T_{Rd,max}$	Momento di resistenza torsionale di progetto
Eq. 6.31	Il valore dello sfruttamento della sezione secondo l'equazione (6.31) EN 1992-1-1
Eq. 6.29	Il valore dello sfruttamento della sezione secondo l'equazione (6.29) EN 1992-1-1
F_b	Forze risultanti nell'armatura longitudinale dovute a flessione e forza normale
$\Delta F_{td,s}$	Forza a trazione aggiuntiva nell'armatura longitudinale dovuta al taglio calcolato come $V_{Ed} * \cot\theta$
$\Delta F_{td,t}$	Forza a trazione aggiuntiva nell'armatura longitudinale dovuta alla torsione
$\Delta \varepsilon_s$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta al taglio
$\Delta \varepsilon_t$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta alla torsione
Limite in ferro	Numero dell'armatura non precompressa con il valore limite della verifica
Ferro	Numero di barre con il valore estremo della verifica
y_i	Coordinata y del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
z_i	Coordinata z del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
$\Delta \varepsilon_{st}$	Resistenza a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta al taglio e alla torsione
ε	Deformazione nel ferro/trefolo dovuta taglio, torsione e flessione
ε_{lim}	Valore limite della deformazione nel ferro/trefolo
$\Delta \sigma_{st}$	Sollecitazione a trazione aggiuntiva nel ferro/trefolo dovuta a taglio e torsione
σ	Sollecitazione nel ferro/trefolo dovuta a taglio, torsione e flessione
σ_{lim}	Valore limite della tensione nel ferro/trefolo

13.2.1.1.8 Controllo delle tensioni

Controllo delle tensioni - effetto a breve termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(3)-Quasi	Fibre di calcestruzzo	3	-11,2	-11,3	99,3	100,0	OK

Controllo delle tensioni - effetto a lungo termine

Tipo di verifica	Tipo componente	Indice	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
7.2(3)-Quasi	Fibre di calcestruzzo	3	-6,2	-11,3	54,9	100,0	OK

Verifica dettagliata del calcestruzzo - effetti a breve termine

Tipo di verifica	Fibra	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(2)-Char	3	150	200	-133,4	25,1	40,8	-13,8	-15,0	91,7	OK
7.2(3)-Quasi	3	150	200	-143,0	20,0	33,9	-11,2	-11,3	99,3	OK

Verifica dettagliata dell'armatura - effetti a breve termine

Tipo di verifica	Ferro	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(5)-Char	2	-99	-149	-133,4	25,1	40,8	91,4	360,0	25,4	OK

Verifica dettagliata del calcestruzzo - effetti a lungo termine

Tipo di verifica	Fibra	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(2)-Char	3	150	200	-133,4	25,1	40,8	-7,4	-15,0	49,6	OK
7.2(3)-Quasi	3	150	200	-143,0	20,0	33,9	-6,2	-11,3	54,9	OK

Verifica dettagliata dell'armatura - effetti a lungo termine

Tipo di verifica	Ferro	y_i [mm]	z_i [mm]	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Valore [%]	Verifica
7.2(5)-Char	2	-99	-149	-133,4	25,1	40,8	113,2	360,0	31,4	OK

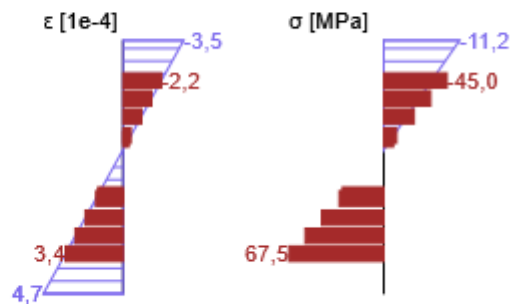
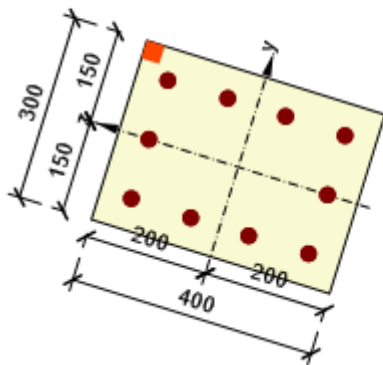
Coefficiente di viscosità

Metodo di valutazione	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Uso γ_{tt}	$\varphi(t, t_0)$ [-]
Automatico	171	120000	1400	18250,0	28,0	7,0	65	No	2,25

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

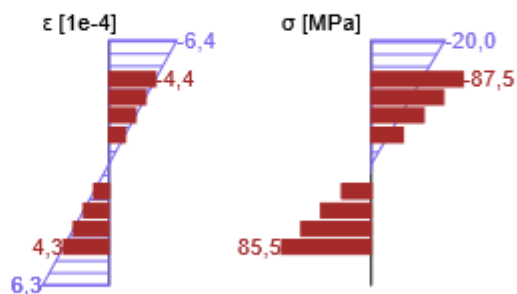
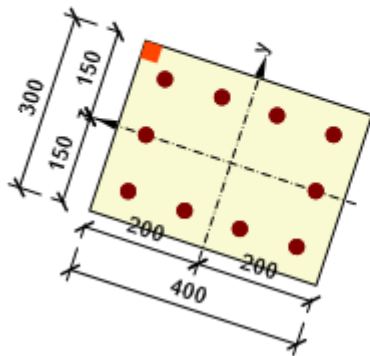
- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a breve termine



Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a lungo termine



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Tipo di verifica	Il numero di paragrafo e il tipo di combinazione SLE usati per il calcolo del controllo delle tensioni
Tipo componente	Specifica del tipo di componente css (calcestruzzo fibra/ferro/trefolo) con valori limite nella verifica
Indice	Numero della fibra di calcestruzzo, armatura o trefolo con il valore limite della verifica
σ	Sforzo nel componente css (fibra/ferro/trefolo...) calcolato per la combinazione SLE appropriata
σ_{lim}	Valore limite dello sforzo nel componente css (fibra/ferro/trefolo...) calcolato per la combinazione SLE appropriata
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite

Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
Fibra	Numero delle fibre di calcestruzzo con il valore limite della verifica
y_i	Coordinata y del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
z_i	Coordinata z del componente css (fibra/ferro/trefolo...) relativo al baricentro del css
N	Forza normale per combinazione SLE appropriata
M_y	Momento flettente attorno all'asse y per combinazione SLE appropriata
M_z	Momento flettente attorno all'asse z per combinazione SLE appropriata
Ferro	Numero di barre con il valore estremo della verifica
h_0	La misura teorica = $2A_c / u$, dove A_c è l'area della sezione del calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essiccamento
A_c	Area sezione del calcestruzzo
u	Il perimetro della parte esposta a essiccamento
t	Età del calcestruzzo nel momento considerato
t_0	Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
t_s	L'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro da essiccamento (o del rigonfiamento) in giorni. Normalmente avviene alla fine dei trattamenti successivi al getto
RH	è il fattore che tiene conto dell'umidità relativa
Uso γ_{lt}	Si usa il fattore di valutazione della deformazione a lungo termine secondo gli Annessi B, par. B.105 (103)
$\varphi(t, t_0)$	Valore calcolato del coefficiente di viscosità

13.2.1.1.9 Fessurazione

Apertura delle fessure- effetti a breve termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-143,0	20,0	33,9	0,046	0,300	15,3	100,0	OK

Apertura delle fessure - effetti a lungo termine

Combinazione	N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	w_k [mm]	w_{lim} [mm]	Valore [%]	Limite [%]	Verifica
Quasi	-143,0	20,0	33,9	0,062	0,300	20,8	100,0	OK

Risultati intermedi e coefficienti per il calcolo a fessurazione - effetti a breve termine

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
175	77	341	10412	452	0,04
k_t [-]	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,60	2,0	0,80	0,50	3,40	0,43

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	201 di 241

c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$S_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
39	4,7	-3,5	227	24	67,5

Risultati intermedi e coefficienti per il calcolo a fessurazione - effetti a lungo termine

x [mm]	$h_{c,eff}$ [mm]	d [mm]	$A_{c,eff}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	$\rho_{p,eff}$ [-]
207	68	345	7736	452	0,06
k_t [-]	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ [1e-4]	k_1 [-]	k_2 [-]	k_3 [-]	k_4 [-]
0,40	3,1	0,80	0,50	3,40	0,43
c [mm]	ε_1 [1e-4]	ε_2 [1e-4]	$S_{r,max}$ [mm]	Φ [mm]	σ_s [MPa]
39	6,3	-6,4	203	24	85,5

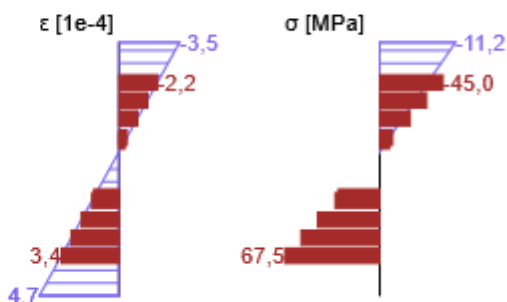
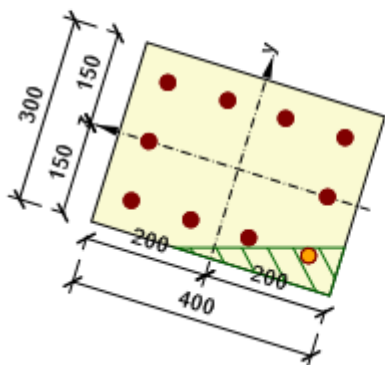
Coefficiente di viscosità

Metodo di valutazione	h_0 [mm]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [d]	t_0 [d]	t_s [d]	RH [%]	Uso γ_{tt}	$\varphi(t,t_0)$ [-]
Automatico	171	120000	1400	18250,0	28,0	7,0	65	No	2,25

Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

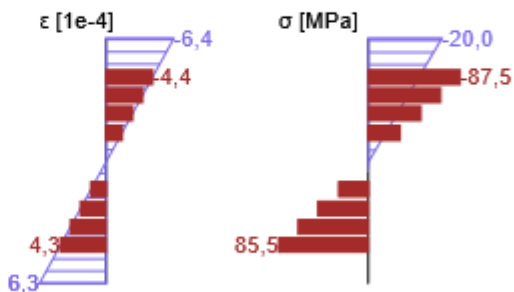
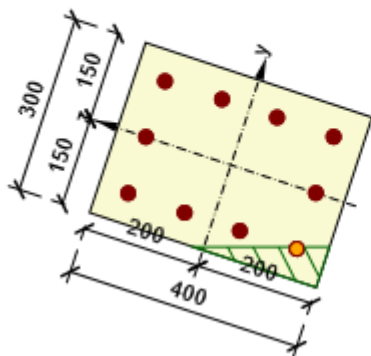
- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a breve termine



Distribuzione sforzo-deformazione nella sezione

Risultati presentati per:

- Combinazione caratteristica
- Calcolo rigidezza a lungo termine



Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
Combinazione	Combinazione usata per il calcolo incluso i coefficienti rsup o rinf sec. 5.10.9
N	Forza normale per combinazione quasi-permanente
M_y	Momento flettente attorno all'asse y per combinazione quasi-permanente
M_z	Momento flettente attorno all'asse z per combinazione quasi-permanente
w_k	L'apertura delle fessure è calcolata secondo 7.3.4
w_{lim}	Valore limite dell'apertura delle fessure secondo la tabella 7.1N
Valore	Valore calcolato dello sfruttamento della sezione o di un suo componente (ad es. ferro) relativo al valore limite
Limite	Valore limite dello sfruttamento della sezione
Verifica	Risultato della verifica
x	Altezza della zona di compressione (posizione dell'asse neutro)

$h_{c,eff}$	L'altezza dell'area a trazione efficace del calcestruzzo attorno all'armatura o ai trefoli di precompressione (7.3.2 (3))
d	Altezza utile della sezione
$A_{c,eff}$	Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura e ai trefoli di precompressione
$A_{s,eff}$	Area efficace dell'acciaio dell'armatura all'interno dell'area efficace del calcestruzzo
$\rho_{p,eff}$	Rapporto tra l'area efficace dell'armatura tesa e precompressa e l'area efficace del calcestruzzo a trazione
k_t	Fattore dipendente dalla durata del carico (7.3.4 (2))
k_1	Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente (7.3.4 (3))
k_2	Coefficiente che tiene conto della distribuzione della deformazione
c	Spessore del copriferro dell'armatura principale longitudinale
ϵ_1	Deformazione a trazione maggiore alle estremità della sezione considerata, ipotizzando la sezione fessurata
ϵ_2	Deformazione a trazione minore alle estremità della sezione considerata, ipotizzando la sezione fessurata
$s_{r,max}$	Spaziatura massima finale delle fessure
Φ	Diametro del ferro o diametro equivalente del ferro per più diametri di ferri all'interno dell'area di trazione efficace del calcestruzzo
σ_s	Sollecitazioni massime nell'armatura a trazione considerando la sezione fessurata
h_0	La misura teorica = $2A_c / u$, dove A_c è l'area della sezione del calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essiccamento
A_c	Area sezione del calcestruzzo
u	Il perimetro della parte esposta a essiccamento
t	Età del calcestruzzo nel momento considerato
t_0	Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
t_s	L'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro da essiccamento (o del rigonfiamento) in giorni. Normalmente avviene alla fine dei trattamenti successivi al getto
RH	è il fattore che tiene conto dell'umidità relativa
Uso γ_{lt}	Si usa il fattore di valutazione della deformazione a lungo termine secondo gli Annessi B, par. B.105 (103)
$\varphi(t,t_0)$	Valore calcolato del coefficiente di viscosità

13.2.1.1.10 Dettagli costruttivi

Risultati presentati per combinazione : Fondamentale SLU

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Rapporto _{lungo} [%]	Rapporto _{taglio} [%]	Governante [%]	Limite [%]	Verifica
-174,6	-93,9	-103,9	94,2	100,0	100,0	100,0	OK

Verifica i dettagli costruttivi dell'armatura longitudinale

Tipo	Valore _{calc}	Valore _{lim}	Rapporto [%]	Verifica
Rapp. di armatura min. per armatura longitudinale (9.5.2)	3,77	0,20	5,3	OK

(2)) [%]				
Rapporto arm. max per armatura longitudinale (9.5.2 (3)) [%]	3,77	4,00	94,2	OK
Luce netta minima dell'armatura longitudinale (8.2 (2)) [mm]	73	24	32,7	OK
Distanza assiale massima dell'armatura longitudinale (9.2.3 (4)) [mm]	200	350	57,1	OK
Diametro minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (1)) [mm]	24	8	33,3	OK
Numeri di ferri minimo dell'armatura longitudinale (9.5.2 (4))	10	4	40,0	OK

Verifica i dettagli costruttivi dell'armatura a taglio

Tipo	Valore _{calc}	Valore _{lim}	Rapporto [%]	Verifica
Distanza massima delle staffe (9.5.3 (3)) [mm]	150	400	37,5	OK
Diametro minimo di armatura a taglio (9.5.3 (1)) [mm]	8	6	75,0	OK
Diametro minimo del mandrino della staffa (8.3 (2)) [-]	4,00	4,00	100,0	OK

Valori di input e risultati intermedi per i dettagli costruttivi


b_w [mm]	d [mm]	A_c [mm ²]	$b_t * d$ [mm ²]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ck} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{cd} [MPa]
319	328	120000	0	450,0	391,3	25,0	2,6	16,7

Non conformità

Nessuna non conformità

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
N_{Ed}	Valore di progetto dello sforzo normale agente (con effetto della precompressione)
$M_{Ed,y}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse y (con effetto della precompressione)
$M_{Ed,z}$	Valore di progetto del momento flettente agente attorno all'asse z (con effetto della precompressione)
Rapporto _{lungo}	Rapporto critico tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi per l'armatura longitudinale
Rapporto _{taglio}	Rapporto critico tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi per l'armatura a taglio
Governante	Rapporto governante tra valore calcolato e valore limite, che esprime i dettagli costruttivi
Limite	Rapporto limite che rappresenta le regole sui dettagli costruttivi
Verifica	Risultato della verifica

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE					
	PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	COMMESSA IP00	LOTTO 00	CODIFICA D26CL	DOCUMENTO FA0010003	REV B

Tipo	Tipo delle prescrizioni dei dettagli costruttivi
Valore _{calc}	Quantità calcolata o da input che rappresenta la regola di dettaglio costruttivo data
Valore _{lim}	Valore limite della quantità che rappresenta la regola di dettaglio costruttivo data
Rapporto	Rapporto tra valore calcolato o da input, che esprime i dettagli costruttivi, e il suo valore limite

13.2.1.2 Lista degli Elementi di Progetto

Elemento di progetto M 1

Tipo elemento	Elemento Compresso
Classe di Esposizione	XC3, XD1
Umidità relativa	65 %
Φ_{inf}	Calcolato
Importanza dell'elemento strutturale	Maggiore

Imperfezioni, 2° ordine

L	4,35 m
Luce di calcolo	Sec. appoggi

Vincoli alle estremità dell'elemento compresso

Direzione	y^{\perp}	z^{\perp}
Fine	Cerniera	Cerniera
Inizio	Cerniera	Cerniera

Imperfezione geometrica

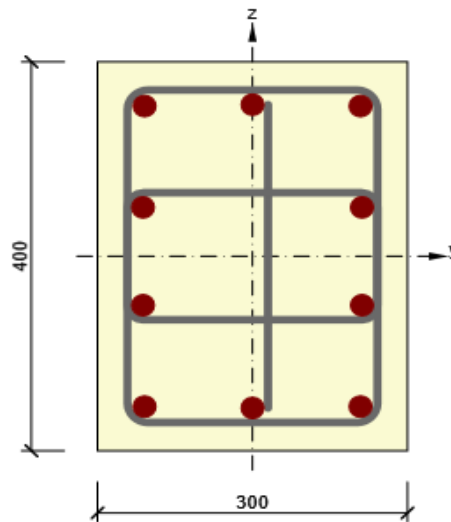
Usò per SLU	Si
Usò per SLE	No
Effetto considerato	Elemento isolato
Direzione delle imperfezioni	Dalle impostazioni del codice

Effetti del secondo ordine

Analisi degli effetti del secondo ordine	Si
Elemento rinforzato lungo l'asse y	No
Elemento rinforzato lungo l'asse z	No
Metodo di analisi	Curvatura Nominale
Fattore c all'asse y	Definito dall'utente
$c_{y^{\perp}}$	9,87
Fattore c all'asse z	Definito dall'utente
$c_{z^{\perp}}$	9,87

13.2.1.3 Lista delle Sezioni Armate

Sezione Armata R 1



Componenti della sezione

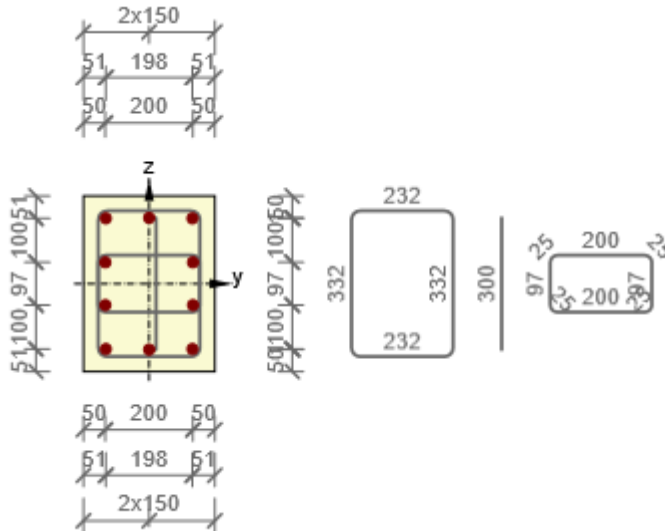
Sezione rettangolare (300 / 400mm), Materiale: C25/30

Caratteristiche della sezione

A	S_y	S_z	I_y	I_z	C_{gy}	C_{gz}	i_y	i_z
[mm ²]	[mm ³]	[mm ³]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
120000	0	0	1600000000	900000000	0	0	115	87

Copriferro relativo ai bordi della sezione

1	30 mm
2	30 mm
3	30 mm
4	30 mm



Armatura longitudinale [kg/m]	Armatura a taglio [kg/m]	Volume totale [kg/m]	Armatura / m3 calcestruzzo [kg/m ³]
36	6	41	342

Armatura longitudinale

Ferro	Ø [mm]	Materiale	Y [mm]	Z [mm]
1	24	B 450 C	-99	149
2	24	B 450 C	-99	-149
3	24	B 450 C	99	-149
4	24	B 450 C	99	149
5	24	B 450 C	0	-150
7	24	B 450 C	0	150
9	24	B 450 C	-100	49
10	24	B 450 C	-100	-49
11	24	B 450 C	100	-49
12	24	B 450 C	100	49

Staffe

Staffa	Ø [mm]	Materiale	Distanza [mm]	Chiuso	Verifica a Taglio	Verifica a Torsione	Diametro del mandrino
1	8	B 450 C	150	Si	Si	Si	4,00
2	8	B 450 C	150	No	Si	No	0,00
3	8	B 450 C	150	Si	Si	Si	0,00

Staffa	Vertice	Y [mm]	Z [mm]
1	1	-116	166
1	2	-116	-166
1	3	116	-166
1	4	116	166
2	1	0	150
2	2	0	-150
3	1	-100	49
3	2	100	49
3	3	100	-49
3	4	-100	-49

13.2.1.4 Lista dei materiali usati

Calcestruzzo

Nome	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
C25/30	25,0	33,0	2,6	31475,8	0,20	2500
$\epsilon_{c2} = 20,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu2} = 35,0 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{c3} = 17,5 \cdot 10^{-4}, \epsilon_{cu3} = 35,0 \cdot 10^{-4},$ Esponente - n: 2,00, Dimensione aggregato = 16 mm, Classe Cemento: R (s = 0,20), Tipo di diagramma: Parabolico						

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
f_{cm}	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
f_{ctm}	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
E_{cm}	Modulo Secante di elasticità del calcestruzzo
ϵ_c	Deformazione compressione nel calcestruzzo alla tensione di picco f_c
ϵ_{cu}	Deformazione di contrazione ultima nel calcestruzzo

Acciaio Armatura Lenta

Nome	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	E [MPa]	μ [-]	Massa unitaria [kg/m ³]
B 450 C	450,0	540,0	200000,0	0,20	7850
$f_{tk}/f_{yk} = 1,20, \epsilon_{uk} = 500,0 \cdot 10^{-4}$, Tipo: Ferri, Superficie ferro: Nervato, Classe: B, Costruzione: Laminata a caldo, Tipo di diagramma: Bilineare con braccio superiore inclinato					

Spiegazione

Simbolo	Spiegazione
---------	-------------

f_{yk}	Valore caratteristico della tensione di snervamento dell'armatura
f_{tk}	Valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura
E	Modulo di elasticità dell'acciaio dell'armatura
ϵ_{uk}	Valore caratteristico della deformazione dell'armatura lenta o di precompressione al massimo carico

14 VERIFICHE PARETE (H = 30 CM)

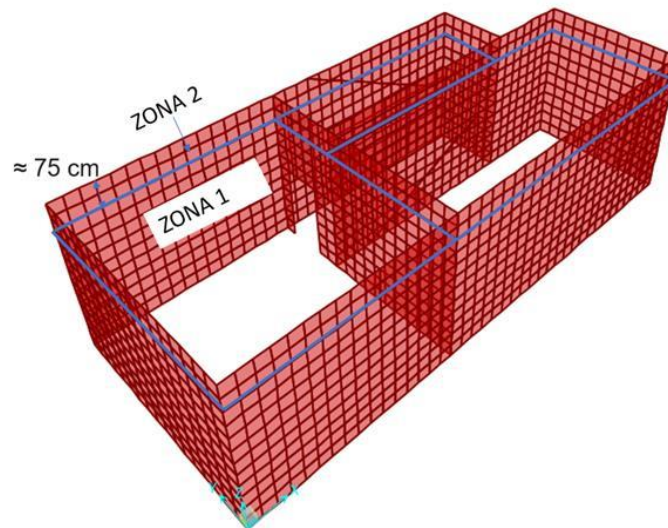


Figura 2 – Zona 1 – Zona 2

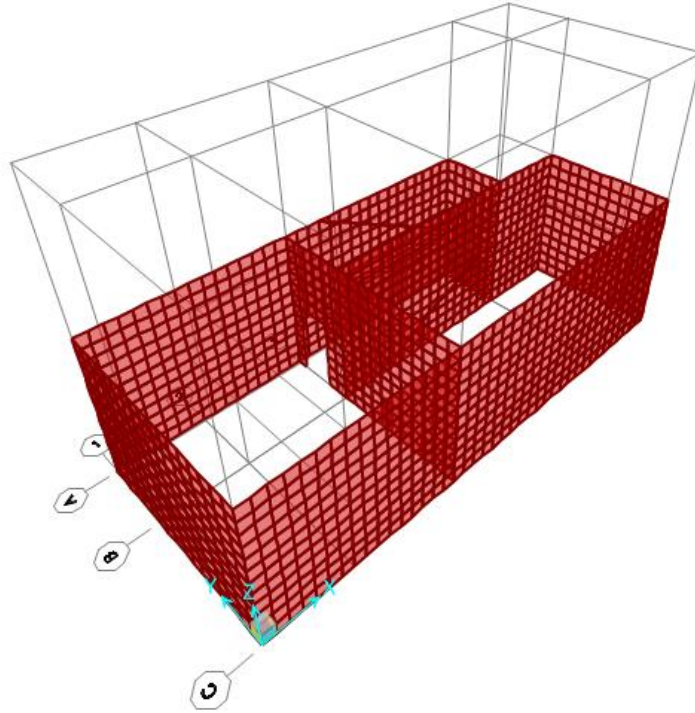


Figura 3 – Vista 3D

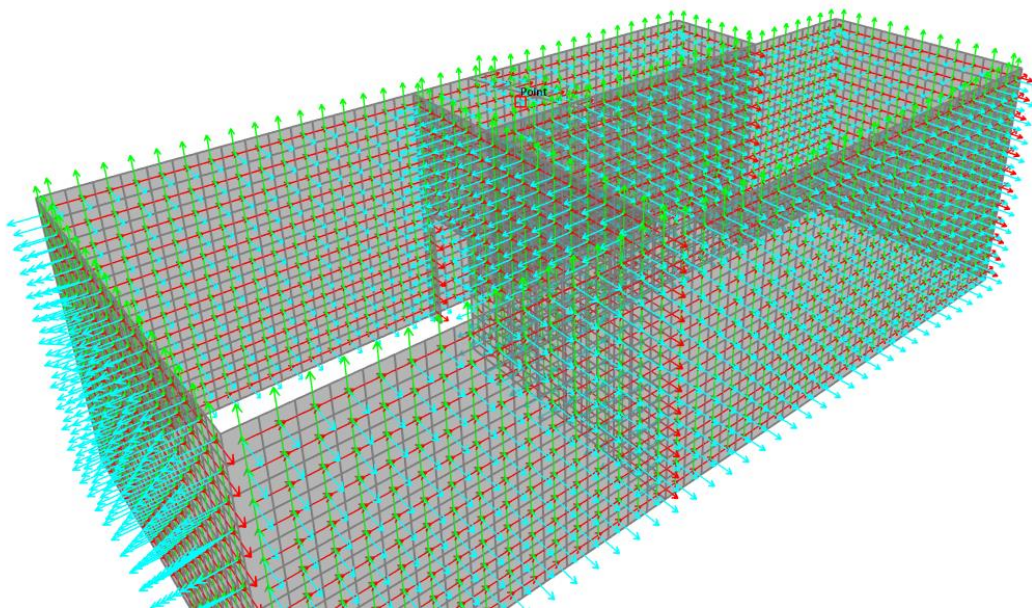


Figura 4 - Assi locali (Rosso - Direzione 1 / Verde - Direzione 2 / Ciano - Direzione 3)

14.1 Verifiche SLU – SLV

PARETE- ZONA 1 (DIREZIONE 1)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	49,6	24,5	69
SLE Frequente	50,1	24,6	70,29
SLE Rara	52,7	24,6	74
SLU	71,5	37,9	102,8
SLV	359,9	29,9	118,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	30
Altezza utile della sezione	d [cm]	23
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,7	11,6	0,0
Area strato	As [cm ²]	10,27	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,441%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,7	11,6	0,0
Area strato	As' [cm ²]	10,27	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,441%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{bt}	3,33	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw/s_w} [cm ² /m]	8,72	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} [Mpa]	8,98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ _c [Mpa] =	σ _s [Mpa] =	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	3,30		13,500
Calcestruzzo SLE Rara	3,31		16,500
Acciaio SLE Rara		142,55	337,500

Verifica di fessurazione	w _d [mm] =	w _d [mm] =	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000		0,200
Combinazione SLE Frequente	0,000		0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	118,6
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	289,27
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	2,44

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	649
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	179
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	179
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,51

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

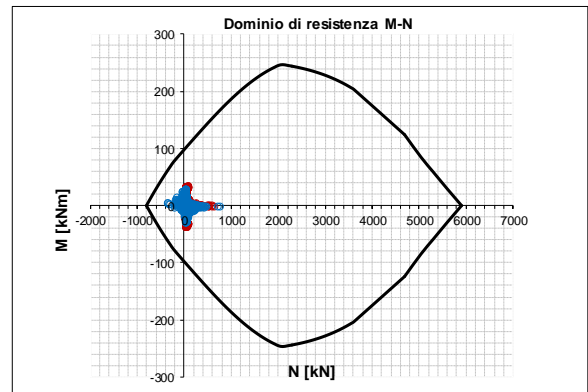
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	37,9	29,9
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	71,5	359,9

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	91,3	60,6
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2,41	2,03

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	474,8	584,7
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	6,64	1,62



PARETE- ZONA 1 (DIREZIONE 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	267,2	45,1	69
SLE Frequente	268,1	45,3	70,29
SLE Rara	265,9	46,3	74
SLU	394,3	66,2	102,8
SLV	449,4	59,5	118,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione	
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm] 100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm] 30
Altezza utile della sezione	d [cm] 20
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²] 3000

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9,9	11,6	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	1,043%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9,9	11,6	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	1,043%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{bt}	3,33	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	8,72	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete	
Resistenza cubica a compressione	RCK 37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa] 30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa] 38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa] 2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa] 2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa] 17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa] 8,98

Acciaio	
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa] 391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] = 6,69 13,500
Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] = 6,86 16,500
Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] = 195,93 337,500

Verifica di fessurazione	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,285 0,200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,241 0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto	
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{Sd} [kN] 118,6
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN] 0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN] 249,54
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd} 2,10

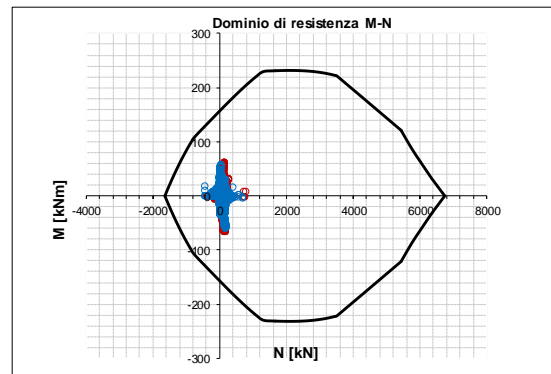
Verifica di resistenza dell'armatura specifica	
CoTan(θ) di progetto	cot(θ) 2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN] 560
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN] 154
Resistenza a taglio di progetto	V _{Sd} [kN] 154
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd} 1,30

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	66,2	59,5
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	394,3	449,4

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	131,8	128,2
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1,99	2,15

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	933,5	999,3
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	2,37	2,22



PARETE- ZONA 2 (DIREZIONE 1)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	141,8	5,7	62,26
SLE Frequente	150,8	5,8	64,89
SLE Rara	198,9	5,8	78,52
SLU	264,1	9,0	113,1
SLV	1264,5	27,6	421,1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	30
Altezza utile della sezione	d [cm]	23
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,8	11,6	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,903%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,8	11,6	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,903%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{st}	6,67	0	0
Passo	s _w [cm]	15	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	34,92	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ _c [Mpa]	σ _s [Mpa]	σ _{limit}
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	0,00	0,00	13,500
Calcestruzzo SLE Rara	0,00	0,00	16,500
Acciaio SLE Rara	64,21	64,21	337,500

Verifica di fessurazione	w _d [mm]	w _{limit}
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,200
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	421,1
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	288,03
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0,68

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cot(θ)	2,4
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	673
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	673
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	673
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,60

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

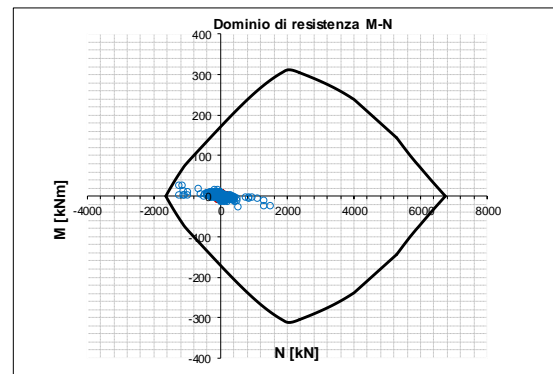
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	9,0	27,6
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	264,1	1264,5

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	147,9	52,0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	16,49	1,88

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	1202,4	1443,2
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	4,55	1,14



PARETE- ZONA 2 (DIREZIONE 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	59,9	29,5	62,26
SLE Frequente	61,9	30,0	64,89
SLE Rara	85,1	33,6	78,52
SLU	116,7	48,9	113,1
SLV	667,9	94,9	421,1

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	30
Altezza utile della sezione	d [cm]	20
Area di calcestruzzo	A_c [cm ²]	3000

Armatura longitudinale tesa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	ϕ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	10,0	11,6	0,0
Area strato	A_s [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]		1,048%	

Armatura longitudinale compressa	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	ϕ [mm]	20	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	10,0	11,6	0,0
Area strato	A_s' [cm ²]	20,95	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]		1,048%	

Armatura trasversale	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	ϕ [mm]	8	0	0
Numero bracci	n_{bi}	6,67	0	0
Passo	s_w [cm]	15	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	22,35	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f_{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f_{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	$f_{cd'}$ [Mpa]	8,98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ_c [Mpa] =	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	4,27	13,500
Calcestruzzo SLE Rara	4,90	16,500
Acciaio SLE Rara	112,95	337,500

Verifica di fessurazione	w_d [mm] =	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	0,000	0,200
Combinazione SLE Frequente	0,000	0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V_{sd} [kN]	421,1
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N_{sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	V_{Rd1} [kN]	
Resistenza di progetto senza armatura specifica	248,30	
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd1}/V_{sd}	0,59

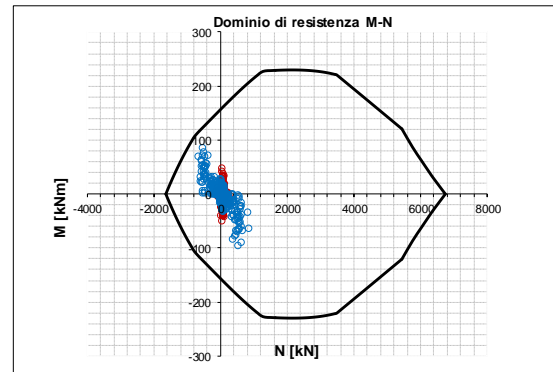
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	557
Resistenza a taglio dell'armatura	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	394
Resistenza a taglio di progetto	V_{sd} [kN]	394
Coefficiente di sicurezza	V_{Rd}/V_{sd}	0,93

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M_{sd} [kNm]	48,9	94,9
Sforzo Normale concomitante	N_{sd} [kN]	116,7	667,9

Verifica di resistenza in termini di momento	SLU	SLV	
Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	149,2	114,5
Coefficiente di sicurezza	M_{Rd}/M_{sd}	3,05	1,21

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N_{Rd} [kN]	897,9	857,5
Coefficiente di sicurezza	N_{Rd}/N_{sd}	7,69	1,28



15 VERIFICHE SOLETTA

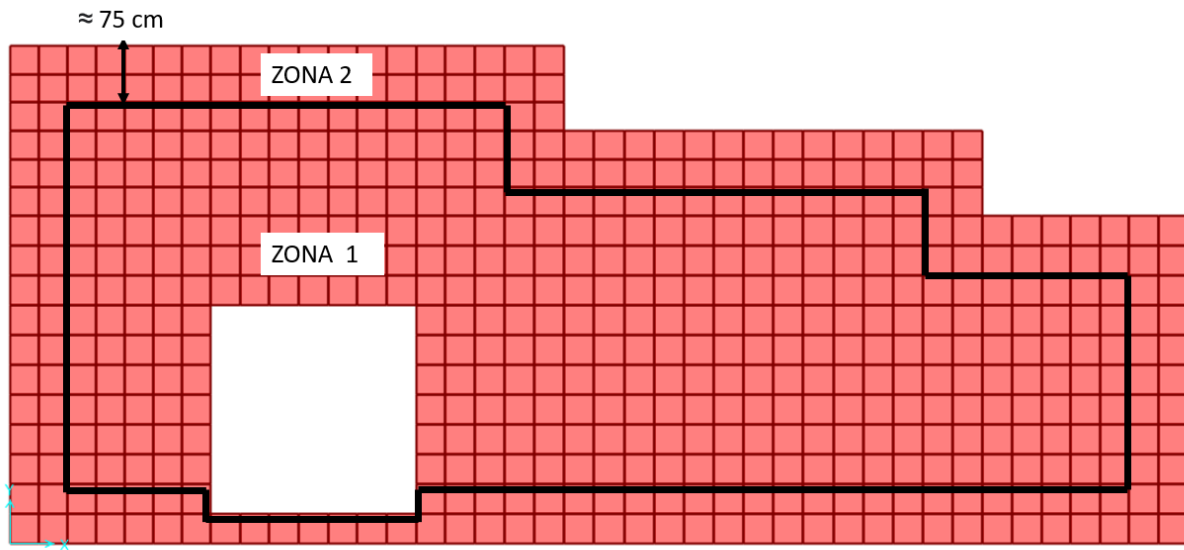


Figura 5 – Zona 1 – Zona 2

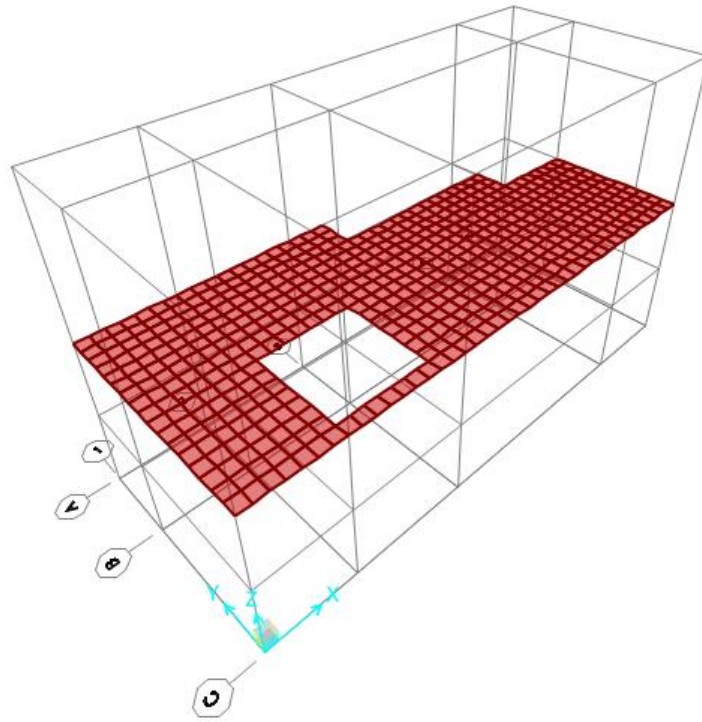


Figura 6 – Vista 3D

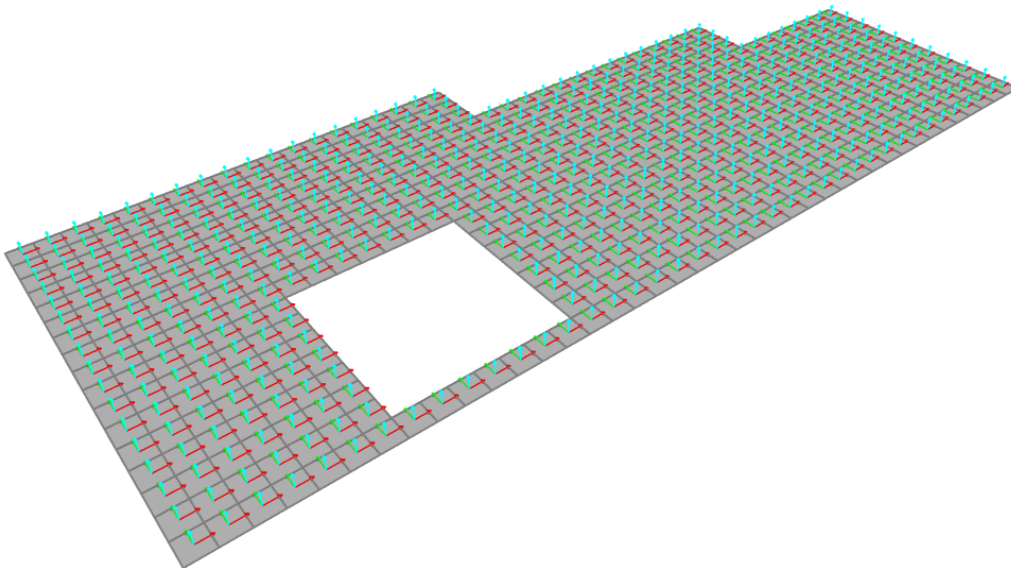
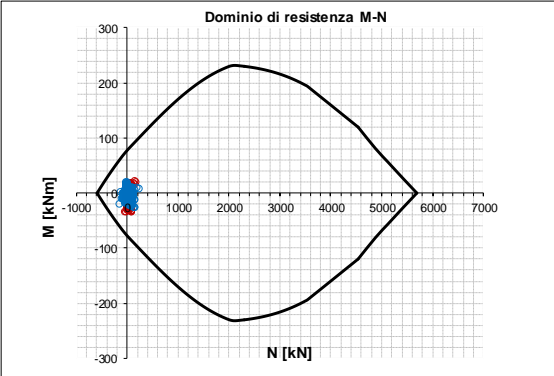


Figura 7 - Assi locali (Rosso - Direzione 1 / Verde - Direzione 2 / Ciano - Direzione 3)

15.1 Verifiche SLU – SLV

Soletta- ZONA 1 (DIREZIONE 1)

INPUT				OUTPUT			
SOLLECITAZIONI DI VERIFICA				VERIFICHE IN ESERCIZIO			
Combinazione	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]	Verifica Tensionale	σ limit		
<i>SLE Quasi Permanente</i>	21,5	22,1	55,83	<i>Calcestruzzo SLE Quasi Permanente</i>	α_c [Mpa] =	3,30	13,500
<i>SLE Frequente</i>	24,2	23,0	58,07	<i>Calcestruzzo SLE Rara</i>	α_c [Mpa] =	3,71	16,500
<i>SLE Rara</i>	33,0	24,8	62,04	<i>Acciaio SLE Rara</i>	α_s [Mpa] =	176,16	337,500
<i>SLU</i>	43,6	34,4	86,4	Verifica di fessurazione	w limit		
<i>SLV</i>	165,9	26,0	72,4	<i>Combinazione SLE Quasi permanente</i>	w_d [mm] =	0,000	0,200
				<i>Combinazione SLE Frequente</i>	w_d [mm] =	0,000	0,300
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.				VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
<i>Base (ortogonale al Taglio)</i>	B [cm]	100		<i>Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)</i>	V_{Sd} [kN]	86,4	
<i>Altezza (parallela al Taglio)</i>	H [cm]	30		<i>Sforzo Normale concomitante al massimo taglio</i>	N_{Sd} [kN]	0,0	
<i>Altezza utile della sezione</i>	d [cm]	24		Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
<i>Area di calcestruzzo</i>	A_c [cm ²]	3000		<i>Resistenza di progetto senza armatura specifica</i>	V_{Rd1} [kN]	293,00	
				<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V_{Rd1}/V_{Sd}	3,39	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
<i>Numero Barre</i>	n	6,67	0,00	0	<i>CoTan(θ) di progetto</i>	cotan(θ)	
<i>Diametro</i>	φ [mm]	12	0	0	<i>Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls</i>	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	657
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm]	6,4	11,6	0,0	<i>Resistenza a taglio dell'armatura</i>	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	116
<i>Area strato</i>	A_s [cm ²]	7,54	0,00	0,00	<i>Resistenza a taglio di progetto</i>	V_{Rd} [kN]	116
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ [%]	0,320%			<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V_{Rd}/V_{Sd}	1,34
Armatura longitudinale compressa				VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE			
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO			
<i>Numero Barre</i>	n	6,7	0	0	Sollecitazioni di progetto		
<i>Diametro</i>	φ [mm]	12	0	0		SLU	SLV
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm]	6,4	11,6	0,0	<i>Momento sollecitante</i>	M_{Sd} [kNm]	34,4 26,0
<i>Area strato</i>	A_s' [cm ²]	7,54	0,00	0,00	<i>Sforzo Normale concomitante</i>	N_{Sd} [kN]	43,6 165,9
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ' [%]	0,320%			Verifica di resistenza in termini di momento		
						SLU	SLV
Armatura trasversale				Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO		SLU	SLV
<i>Diametro</i>	φ [mm]	8	0	0	<i>Momento resistente</i>	M_{Rd} [kNm]	72,7 58,2
<i>Numero bracci</i>	n_{bt}	3,333	0	0	<i>Coefficiente di sicurezza</i>	M_{Rd}/M_{Sd}	2,12 2,24
<i>Passo</i>	s_w [cm]	30	0	0	Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		
<i>Inclinazione</i>	α [deg]	90	90	90		SLU	SLV
<i>Area armatura a metro</i>	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	5,58	0,00	0,00	<i>Sforzo normale resistente</i>	N_{Rd} [kN]	325,0 395,4
					<i>Coefficiente di sicurezza</i>	N_{Rd}/N_{Sd}	7,45 2,38
CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI				Domini di resistenza M-N			
Concrete							
<i>Resistenza cubica a compressione</i>			RCK	37			
<i>Resistenza cilindrica caratteristica a compressione</i>			f_{ck} [Mpa]	30,00			
<i>Resistenza cilindrica media a compressione</i>			f_{cm} [Mpa]	38,00			
<i>Resistenza media a trazione per flessione</i>			f_{ctm} [Mpa]	2,90			
<i>Resistenza caratteristica a trazione per flessione</i>			f_{ctk} [Mpa]	2,03			
<i>Resistenza di progetto a compressione</i>			f_{cd} [Mpa]	17,00			
<i>Resistenza di progetto delle bielle compresse</i>			f_{cd} [Mpa]	8,98			
Acciaio							
<i>Resistenza di progetto a snervamento</i>			f_{yd} [Mpa]	391,30			

Soletta- ZONA 1 (DIREZIONE 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	74,1	18,5	55,83
SLE Frequente	75,7	19,1	58,07
SLE Rara	87,4	20,6	62,04
SLU	113,2	29,1	86,4
SLV	248,2	25,5	72,4

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione				
Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100		
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	30		
Altezza utile della sezione	d [cm]	20		
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	3000		
Armatura longitudinale tesa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9,6	11,6	0,0
Area strato	As [cm ²]	7,54	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,370%		
Armatura longitudinale compressa				
		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9,6	11,6	0,0
Area strato	As' [cm ²]	7,54	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,370%		
Armatura trasversale				
		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	8	0	0
Numero bracci	n _{bt}	3,333	0	0
Passo	s _w [cm]	30	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	5,58	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

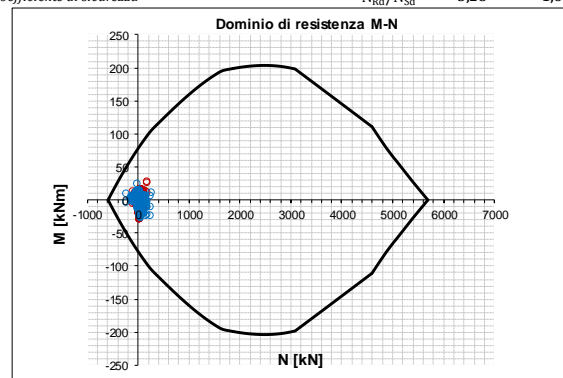
Verifica Tensionale		σ limit	
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	α _c [Mpa] =	3,95	13,500
Calcestruzzo SLE Rara	α _c [Mpa] =	4,43	16,500
Acciaio SLE Rara	α _s [Mpa] =	203,03	337,500
Verifica di fessurazione		w limit	
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] =	0,000	0,200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] =	0,000	0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto			
Taglio sollecitante = max Taglio (SLU, SLV)	V _{sd} [kN]	86,4	
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{sd} [kN]	0,0	
Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	253,27	
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{sd}	2,93	
Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5	
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	568	
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	100	
Resistenza a taglio di progetto	V _{sd} [kN]	100	
Coefficiente di sicurezza	V _{sd} /V _{sd}	1,16	

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto			
		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{sd} [kNm]	29,1	25,5
Sforzo Normale concomitante	N _{sd} [kN]	113,2	248,2
Verifica di resistenza in termini di momento			
		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	64,7	47,8
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{sd}	2,23	1,87
Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	371,0	409,6
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{sd}	3,28	1,65





**COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA
(PONTREMOLESE)**

TRATTA PARMA - VICOFERTILE

**PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	219 di 241

Soletta- ZONA 2 (DIREZIONE 1)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	134,7	23,6	77,29
SLE Frequente	135,9	24,1	78,81
SLE Rara	143,3	25,3	87,13
SLU	213,2	36,8	124,8
SLV	319,0	82,7	358,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione		B [cm]	100
Base (ortogonale al Taglio)		H [cm]	30
Altezza (parallela al Taglio)		d [cm]	23
Altezza utile della sezione		A _e [cm ²]	3000
Area di calcestruzzo			

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,7	11,6	0,0
Area strato	A _s [cm ²]	16,97	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,728%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	18	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,7	11,6	0,0
Area strato	A _s ' [cm ²]	16,97	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,728%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	8	0	0
Numero bracci	n _{bi}	6,67	0	0
Passo	s _w [cm]	15	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	22,35	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd} ' [Mpa]	8,98
Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 2,38 13,500
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 2,55 16,500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 119,66 337,500
Verifica di fessurazione	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000 0,200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000 0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto	
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN] 358,6
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN] 0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica	
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN] 289,27
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd} 0,81

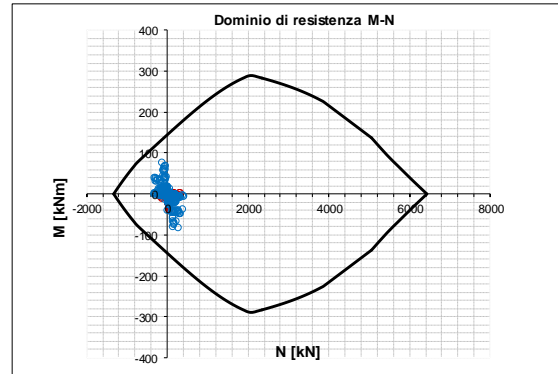
Verifica di resistenza dell'armatura specifica	
CoTan(θ) di progetto	cot(θ) 2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd1} (θ) [kN] 649
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd2} (θ) [kN] 459
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN] 459
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd} 1,28

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	36,8	82,7
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	213,2	319,0

Verifica di resistenza in termini di momento		SLU	SLV
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	125,6	116,0
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	3,41	1,40

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale		SLU	SLV
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	882,9	680,1
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	4,14	2,13



Soletta- ZONA 2 (DIREZIONE 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{sd} [kN]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	61,2	35,5	77,29
<i>SLE Frequente</i>	63,4	36,2	78,81
<i>SLE Rara</i>	74,2	39,6	87,13
<i>SLU</i>	104,3	56,9	124,8
<i>SLV</i>	286,9	77,8	358,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

<i>Base (ortogonale al Taglio)</i>	B [cm]	100
<i>Altezza (parallela al Taglio)</i>	H [cm]	30
<i>Altezza utile della sezione</i>	d [cm]	20
<i>Area di calcestruzzo</i>	A _c [cm ²]	3000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
<i>Numero Barre</i>	n	6,67	0,00	0
<i>Diametro</i>	φ [mm]	18	0	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm]	9,9	11,6	0,0
<i>Area strato</i>	As [cm ²]	16,97	0,00	0,00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ [%]	0,844%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
<i>Numero Barre</i>	n	6,7	0	0
<i>Diametro</i>	φ [mm]	18	0	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c' [cm]	9,9	11,6	0,0
<i>Area strato</i>	As' [cm ²]	16,97	0,00	0,00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ' [%]	0,844%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
<i>Diametro</i>	φ [mm]	8	0	0
<i>Numero bracci</i>	n _{bi}	6,67	0	0
<i>Passo</i>	s _w [cm]	15	0	0
<i>Inclinazione</i>	α [deg]	90	90	90
<i>Area armatura a metro</i>	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	22,35	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

<i>Resistenza cubica a compressione</i>	RCK	37
<i>Resistenza cilindrica caratteristica a compressione</i>	f _{ck} [Mpa]	30,00
<i>Resistenza cilindrica media a compressione</i>	f _{cm} [Mpa]	38,00
<i>Resistenza media a trazione per flessione</i>	f _{ctm} [Mpa]	2,90
<i>Resistenza caratteristica a trazione per flessione</i>	f _{ctk} [Mpa]	2,03
<i>Resistenza di progetto a compressione</i>	f _{cd} [Mpa]	17,00
<i>Resistenza di progetto delle bielle compresse</i>	f _{cd'} [Mpa]	8,98

Acciaio

<i>Resistenza di progetto a snervamento</i>	f _{yd} [Mpa]	391,30
---	-----------------------	---------------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
<i>Calcestruzzo SLE Quasi Permanente</i>	σ _c [Mpa] = 5,48 13,500
<i>Calcestruzzo SLE Rara</i>	σ _c [Mpa] = 6,12 16,500
<i>Acciaio SLE Rara</i>	σ _s [Mpa] = 151,95 337,500

Verifica di fessurazione	w limit
<i>Combinazione SLE Quasi permanente</i>	w _d [mm] = 0,000 0,200
<i>Combinazione SLE Frequente</i>	w _d [mm] = 0,000 0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

<i>Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)</i>	V _{sd} [kN]	358,6
<i>Sforzo Normale concomitante al massimo taglio</i>	N _{sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

<i>Resistenza di progetto senza armatura specifica</i>	V _{Rd1} [kN]	249,54
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V _{Rd1} /V _{sd}	0,70

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

<i>CoTan(θ) di progetto</i>	cotan(θ)	2,5
<i>Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls</i>	V _{Rd2} (θ) [kN]	560
<i>Resistenza a taglio dell'armatura</i>	V _{Rd3} (θ) [kN]	396
<i>Resistenza a taglio di progetto</i>	V _{sd} [kN]	396
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V _{Rd} /V _{sd}	1,10

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

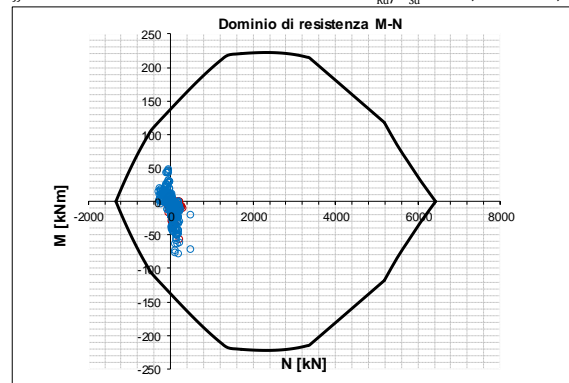
	SLU	SLV
<i>Momento sollecitante</i>	M _{sd} [kNm]	56,9 77,8
<i>Sforzo Normale concomitante</i>	N _{sd} [kN]	104,3 286,9

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV
<i>Momento resistente</i>	M _{Rd} [kNm]	131,1 119,0
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	M _{Rd} /M _{sd}	2,30 1,53

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV
<i>Sforzo normale resistente</i>	N _{Rd} [kN]	698,0 646,1
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	N _{Rd} /N _{sd}	6,70 2,25



16 VERIFICHE SCALA

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica resistenza a taglio degli elementi non dotati di armature trasversali resistenti a taglio, si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, mentre V_{Rd} è la resistenza a taglio.

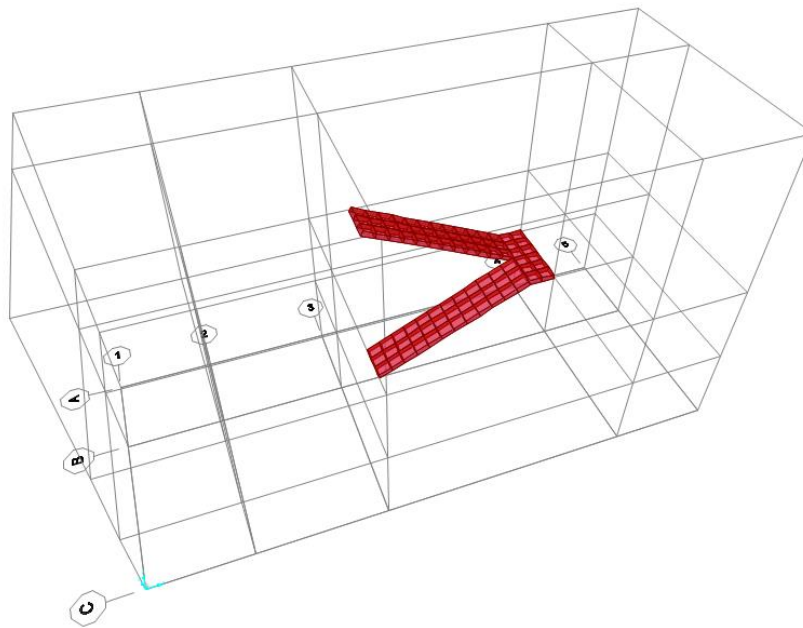


Figura 8 – Vista 3D

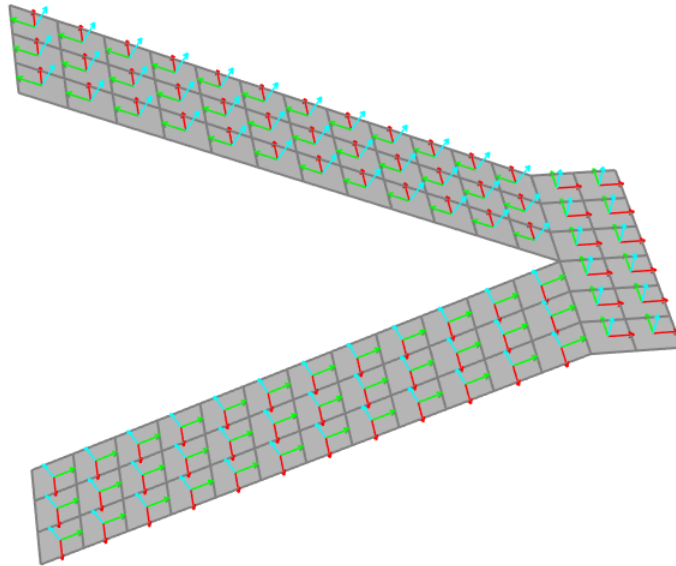
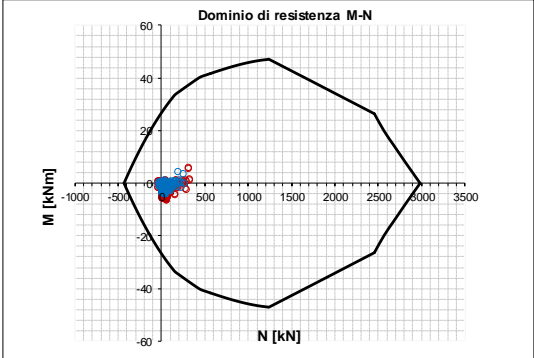


Figura 9 - Assi locali (Rosso - Direzione 1 / Verde - Direzione 2 / Ciano - Direzione 3)

16.1 Verifiche SLU e SLV

Soletta di Scala (Direzione 1)

INPUT				OUTPUT			
sollecitazioni di verifica				verifiche in esercizio			
Combinazione	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]	Verifica Tensionale	σ limit		
<i>SLE Quasi Permanente</i>	30,5	4,0	15,11	<i>Calcestruzzo SLE Quasi Permanente</i>	σ_c [Mpa] =	3,75	13,500
<i>SLE Frequente</i>	30,6	4,0	15,19	<i>Calcestruzzo SLE Rara</i>	σ_{cr} [Mpa] =	4,03	18,000
<i>SLE Rara</i>	30,6	4,3	15,31	<i>Acciaio SLE Rara</i>	σ_s [Mpa] =	100,52	352,000
<i>SLU</i>	44,7	6,1	22,6	Verifica di fessurazione	w limit		
<i>SLV</i>	34,8	4,4	17,2	<i>Combinazione SLE Quasi permanente</i>	w_d [mm] =	0,000	0,200
				<i>Combinazione SLE Frequente</i>	w_d [mm] =	0,000	0,300
caratteristiche geometriche della sezione in c.a.				verifica di resistenza a taglio			
Geometria della sezione				Sollecitazioni di progetto			
<i>Base (ortogonale al Taglio)</i>	B [cm]		100	<i>Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)</i>	V_{sd} [kN]	22,6	
<i>Altezza (parallela al Taglio)</i>	H [cm]		15	<i>Sforzo Normale concomitante al massimo taglio</i>	N_{sd} [kN]	0,0	
<i>Altezza utile della sezione</i>	d [cm]		8	Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica			
<i>Area di calcestruzzo</i>	A_c [cm ²]		1500	<i>Resistenza di progetto senza armatura specifica</i>	V_{Rd1} [kN]	104,29	
				<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V_{Rd1}/V_{sd}	4,62	
Armatura longitudinale tesa				Verifica di resistenza dell'armatura specifica			
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	<i>CoTan(θ) di progetto</i>	cotan(θ) 2,5		
<i>Numero Barre</i>	n	5,00	0,00	0	<i>Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls</i>	$V_{Rd2}(\theta)$ [kN]	234
<i>Diametro</i>	ϕ [mm]	12	0	0	<i>Resistenza a taglio dell'armatura</i>	$V_{Rd3}(\theta)$ [kN]	35
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm]	6,6	11,6	0,0	<i>Resistenza a taglio di progetto</i>	V_{sd} [kN]	35
<i>Area strato</i>	A_s [cm ²]	5,65	0,00	0,00	<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V_{Rd}/V_{sd}	1,57
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ [%]	0,673%					
Armatura longitudinale compressa				verifica di resistenza a presso-flessione			
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	Sollecitazioni di progetto			
<i>Numero Barre</i>	n	5,0	0	0	SLU	SLV	
<i>Diametro</i>	ϕ [mm]	12	0	0	<i>Momento sollecitante</i>	M_{sd} [kNm]	6,1 4,4
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c' [cm]	6,6	11,6	0,0	<i>Sforzo Normale concomitante</i>	N_{sd} [kN]	44,7 34,8
<i>Area strato</i>	A_s' [cm ²]	5,65	0,00	0,00			
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ' [%]	0,673%					
Armatura trasversale				verifica di resistenza in termini di momento			
	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
<i>Diametro</i>	ϕ [mm]	10	0	0	SLU	SLV	
<i>Numero bracci</i>	n_{bi}	2,5	0	0	<i>Sforzo normale resistente</i>	N_{Rd} [kN]	307,5 323,6
<i>Passo</i>	s_w [cm]	40	0	0	<i>Coefficiente di sicurezza</i>	N_{Rd}/N_{sd}	6,08 9,31
<i>Inclinazione</i>	α [deg]	90	90	90			
<i>Area armatura a metro</i>	A_{sw}/s_w [cm ² /m]	4,91	0,00	0,00			
caratteristiche reologiche dei materiali				Domini di resistenza M-N			
Concrete							
<i>Resistenza cubica a compressione</i>	RCK		37				
<i>Resistenza cilindrica caratteristica a compressione</i>	f_{ck} [Mpa]	30,00					
<i>Resistenza cilindrica media a compressione</i>	f_{cm} [Mpa]	38,00					
<i>Resistenza media a trazione per flessione</i>	f_{ctm} [Mpa]	2,90					
<i>Resistenza caratteristica a trazione per flessione</i>	f_{ctk} [Mpa]	2,03					
<i>Resistenza di progetto a compressione</i>	f_{cd} [Mpa]	17,00					
<i>Resistenza di progetto delle bielle compresse</i>	$f_{cd'}$ [Mpa]	8,98					
Acciaio							
<i>Resistenza di progetto a snervamento</i>	f_{yd} [Mpa]	382,61					

Soletta di Scala (Direzione 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	197,2	3,4	15,11
SLE Frequente	197,5	3,4	15,19
SLE Rara	198,7	3,7	15,31
SLU	296,9	5,3	22,6
SLV	217,2	3,7	17,2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione			
Base (ortogonale al Taglio)		B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)		H [cm]	15
Altezza utile della sezione		d [cm]	8
Area di calcestruzzo		A _c [cm ²]	1500

Armatura longitudinale tesa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5,00	0,00	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	6,6	11,6	0,0
Area strato	As [cm ²]	5,65	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,673%		

Armatura longitudinale compressa		1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
Numero Barre	n	5,00	0	0
Diametro	φ [mm]	12	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	6,6	11,6	0,0
Area strato	As' [cm ²]	5,65	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,673%		

Armatura trasversale		1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{st}	2,5	0	0
Passo	s _w [cm]	40	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	4,91	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete		
Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,98

Acciaio		
Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	382,61

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale		σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 4,73	13,500
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 5,06	18,000
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 254,26	352,000

Verifica di fessurazione		w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000	0,200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000	0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto		
Taglio sollecitante = max Taglio(SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	22,6
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica		
Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	104,29
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	4,62

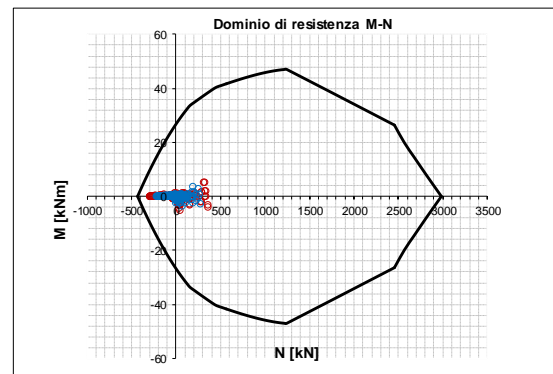
Verifica di resistenza dell'armatura specifica		
CoTan(θ) di progetto	cotan(θ)	2,5
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	234
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	35
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	35
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,57

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto		SLU	SLV
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	5,3	3,7
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	296,9	217,2

Verifica di resistenza in termini di momento			
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	9,6	14,8
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	1,82	3,95

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale			
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	358,6	371,3
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	1,21	1,71



17 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Profondità piano di posa rispetto al piano di calpestio interno	$D = 1,45$	m
Larghezza complessiva	$B = 6,60$	m
Lunghezza complessiva	$L = 15,25$	m
Spessore	$s = 40,00$	cm
Copriferro netto	$c = 5,0$	cm

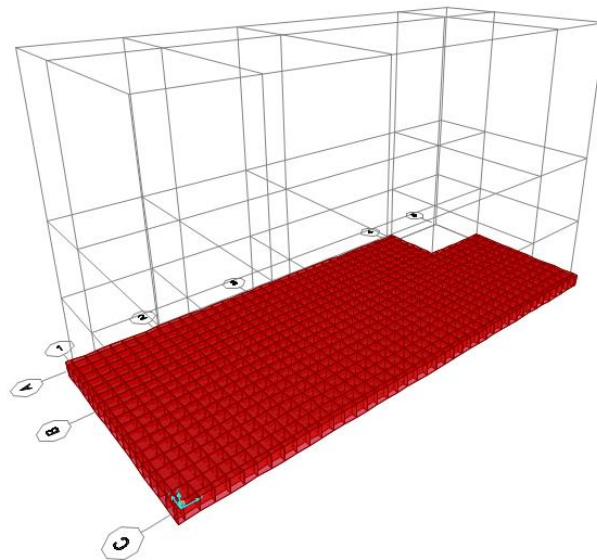


Figura 17.1 – Vista 3D

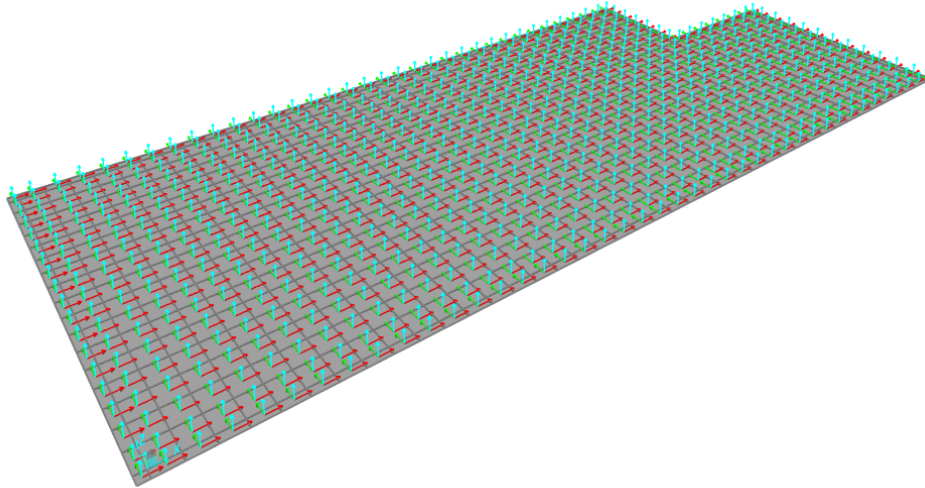


Figura 2 - Assi locali (Rosso - Direzione 1 / Verde - Direzione 2 / Ciano - Direzione 3)

17.1 Verifiche SLU – SLV

SOLETTA DI FONDAZIONE (DIREZIONE 1)

INPUT

SOLECCITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE Quasi Permanente	28,9	60,2	307,8
SLE Frequente	29,2	61,2	310,6
SLE Rara	30,1	64,5	316,7
SLU	35,1	67,7	277,9
SLV	105,4	98,3	676,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

Base (ortogonale al Taglio)	B [cm]	100
Altezza (parallela al Taglio)	H [cm]	40
Altezza utile della sezione	d [cm]	30
Area di calcestruzzo	A _c [cm ²]	4000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,67	0,00	0
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Posizione dal lembo esterno	c [cm]	9,9	11,6	0,0
Area strato	As [cm ²]	10,27	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ [%]	0,341%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
Numero Barre	n	6,7	0	0
Diametro	φ [mm]	14	0	0
Posizione dal lembo esterno	c' [cm]	9,9	11,6	0,0
Area strato	As' [cm ²]	10,27	0,00	0,00
Rapporto di armatura	ρ' [%]	0,341%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
Diametro	φ [mm]	10	0	0
Numero bracci	n _{bt}	6,67	0	0
Passo	s _w [cm]	15	0	0
Inclinazione	α [deg]	90	90	90
Area armatura a metro	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	34,92	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

Resistenza cubica a compressione	RCK	37
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f _{ck} [Mpa]	30,00
Resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} [Mpa]	38,00
Resistenza media a trazione per flessione	f _{ctm} [Mpa]	2,90
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	f _{ctk} [Mpa]	2,03
Resistenza di progetto a compressione	f _{cd} [Mpa]	17,00
Resistenza di progetto delle bielle compresse	f _{cd'} [Mpa]	8,98

Acciaio

Resistenza di progetto a snervamento	f _{yd} [Mpa]	391,30
--------------------------------------	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
Calcestruzzo SLE Quasi Permanente	σ _c [Mpa] = 5,54 12,000
Calcestruzzo SLE Rara	σ _c [Mpa] = 5,93 16,500
Acciaio SLE Rara	σ _s [Mpa] = 242,31 337,500
Verifica di fessurazione	w limit
Combinazione SLE Quasi permanente	w _d [mm] = 0,000 0,200
Combinazione SLE Frequente	w _d [mm] = 0,000 0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)	V _{Sd} [kN]	676,6
Sforzo Normale concomitante al massimo taglio	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

Resistenza di progetto senza armatura specifica	V _{Rd1} [kN]	373,69
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd1} /V _{Sd}	0,55

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

CoTan(θ) di progetto	cot(θ)	2,4
Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls	V _{Rd2} (θ) [kN]	874
Resistenza a taglio dell'armatura	V _{Rd3} (θ) [kN]	874
Resistenza a taglio di progetto	V _{Rd} [kN]	874
Coefficiente di sicurezza	V _{Rd} /V _{Sd}	1,29

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

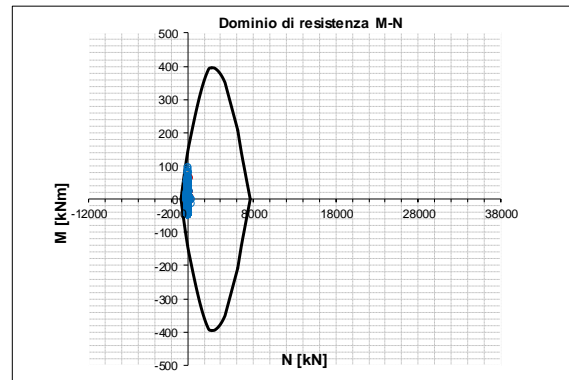
	SLU	SLV	
Momento sollecitante	M _{Sd} [kNm]	67,7	98,3
Sforzo Normale concomitante	N _{Sd} [kN]	35,1	105,4

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
Momento resistente	M _{Rd} [kNm]	135,8	124,9
Coefficiente di sicurezza	M _{Rd} /M _{Sd}	2,01	1,27

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
Sforzo normale resistente	N _{Rd} [kN]	418,7	264,0
Coefficiente di sicurezza	N _{Rd} /N _{Sd}	11,93	2,51



SOLETTA DI FONDAZIONE (DIREZIONE 2)

INPUT

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Combinazione	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
<i>SLE Quasi Permanente</i>	36,4	69,5	307,8
<i>SLE Frequente</i>	36,7	70,3	310,6
<i>SLE Rara</i>	37,2	72,7	316,7
<i>SLU</i>	44,6	85,2	277,9
<i>SLV</i>	62,9	98,6	676,6

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE IN C.A.

Geometria della sezione

<i>Base (ortogonale al Taglio)</i>	B [cm]	100
<i>Altezza (parallela al Taglio)</i>	H [cm]	40
<i>Altezza utile della sezione</i>	d [cm]	33
<i>Area di calcestruzzo</i>	A _c [cm ²]	4000

Armatura longitudinale tesa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
<i>Numero Barre</i>	n	6,67	0,00	0
<i>Diametro</i>	φ [mm]	14	0	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c [cm]	6,7	11,6	0,0
<i>Area strato</i>	A _s [cm ²]	10,27	0,00	0,00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ [%]	0,308%		

Armatura longitudinale compressa

	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	
<i>Numero Barre</i>	n	6,7	0	0
<i>Diametro</i>	φ [mm]	14	0	0
<i>Posizione dal lembo esterno</i>	c' [cm]	6,7	11,6	0,0
<i>Area strato</i>	A _s ' [cm ²]	10,27	0,00	0,00
<i>Rapporto di armatura</i>	ρ' [%]	0,308%		

Armatura trasversale

	1° TIPO	2° TIPO	3° TIPO	
<i>Diametro</i>	φ [mm]	10	0	0
<i>Numero bracci</i>	n _{bi}	6,67	0	0
<i>Passo</i>	s _w [cm]	15	0	0
<i>Inclinazione</i>	α [deg]	90	90	90
<i>Area armatura a metro</i>	A _{sw} /s _w [cm ² /m]	34,92	0,00	0,00

CARATTERISTICHE REOLOGICHE DEI MATERIALI

Concrete

<i>Resistenza cubica a compressione</i>	RCK	37
<i>Resistenza cilindrica caratteristica a compressione</i>	f _{ck} [Mpa]	30,00
<i>Resistenza cilindrica media a compressione</i>	f _{cm} [Mpa]	38,00
<i>Resistenza media a trazione per flessione</i>	f _{ctm} [Mpa]	2,90
<i>Resistenza caratteristica a trazione per flessione</i>	f _{ctk} [Mpa]	2,03
<i>Resistenza di progetto a compressione</i>	f _{cd} [Mpa]	17,00
<i>Resistenza di progetto delle bielle compresse</i>	f _{cd'} [Mpa]	8,98

Acciaio

<i>Resistenza di progetto a snervamento</i>	f _{yd} [Mpa]	391,30
---	-----------------------	--------

OUTPUT

VERIFICHE IN ESERCIZIO

Verifica Tensionale	σ limit
<i>Calcestruzzo SLE Quasi Permanente</i>	σ _c [Mpa] = 5,06 12,000
<i>Calcestruzzo SLE Rara</i>	σ _c [Mpa] = 5,28 16,500
<i>Acciaio SLE Rara</i>	σ _s [Mpa] = 253,00 337,500
Verifica di fessurazione	w limit
<i>Combinazione SLE Quasi permanente</i>	w _d [mm] = 0,000 0,200
<i>Combinazione SLE Frequente</i>	w _d [mm] = 0,000 0,300

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Sollecitazioni di progetto

<i>Taglio sollecitante = max Taglio (SLU,SLV)</i>	V _{Sd} [kN]	676,6
<i>Sforzo Normale concomitante al massimo taglio</i>	N _{Sd} [kN]	0,0

Verifica di resistenza in assenza di armatura specifica

<i>Resistenza di progetto senza armatura specifica</i>	V _{Rd1} [kN]	413,42
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V _{Rd1} /V _{Sd}	0,61

Verifica di resistenza dell'armatura specifica

<i>CoTan(θ) di progetto</i>	cot(θ)	2,4
<i>Resistenza a taglio delle bielle compresse in cls</i>	V _{Rd2} (θ) [kN]	966
<i>Resistenza a taglio dell'armatura</i>	V _{Rd3} (θ) [kN]	966
<i>Resistenza a taglio di progetto</i>	V _{Rd} [kN]	966
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	V _{Rd} /V _{Sd}	1,43

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE

Sollecitazioni di progetto

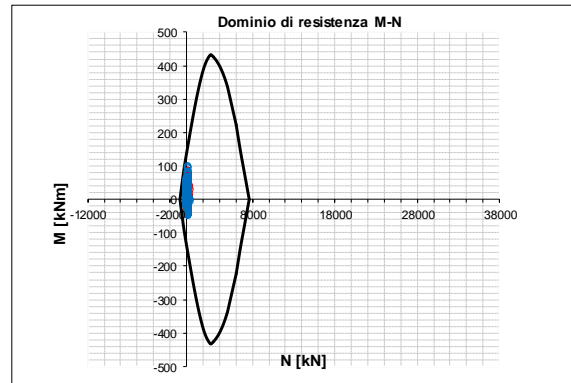
	SLU	SLV	
<i>Momento sollecitante</i>	M _{Sd} [kNm]	85,2	98,6
<i>Sforzo Normale concomitante</i>	N _{Sd} [kN]	44,6	62,9

Verifica di resistenza in termini di momento

	SLU	SLV	
<i>Momento resistente</i>	M _{Rd} [kNm]	131,8	129,2
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	M _{Rd} /M _{Sd}	1,55	1,31

Verifica di resistenza in termini di sforzo normale

	SLU	SLV	
<i>Sforzo normale resistente</i>	N _{Rd} [kN]	310,7	243,3
<i>Coefficiente di sicurezza</i>	N _{Rd} /N _{Sd}	6,96	3,87



	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>230 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	230 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	230 di 241								

18 VERIFICA SISMICA TAMPONAMENTI

Secondo quanto riportato al § 7.3.6.3 delle NTC 2018, per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale devono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Considerando la stratigrafia della muratura esterna riportata in Figura 20.1, si assume che la funzione portante della parete sia svolta dal blocco in termolaterizio interno, di spessore pari a 30 cm. Per garantire la resistenza dell'intero tamponamento alle azioni orizzontali, si prevede di inserire all'interno di questa muratura, ogni due corsi di forati, dei tralicci in acciaio inglobati nei letti di malta. Per solidarizzare la muratura esterna di spessore pari a 8 cm allo strato portante interno della parete, si prevede la disposizione di collegamenti puntuali diffusi.

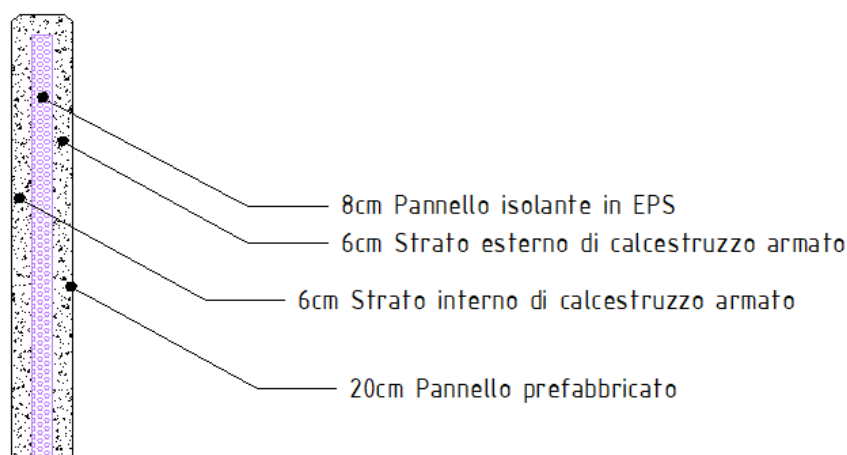


Figura 18.1 – Stratigrafia tamponamenti esterna M1

La forza orizzontale F_a applicata sulla tamponatura si valuta con la seguente formula, riportata al § 7.2.3 della norma:

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

in cui:

F_a = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a = peso dell'elemento;

S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018)

q_a = fattore di struttura dell'elemento non strutturale

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>231 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	231 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	231 di 241								

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I NTC 2018, che prescrivono per tramezzature e facciate l'adozione di un fattore di struttura pari a 2.

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

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

In cui:

α = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018) e l'accelerazione di gravità g ;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 delle NTC 2018;

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z = quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2 NTC 2018);

H = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la tamponatura del primo piano dell'edificio.

Il muro prefabbricato è stato accettato come completamente in cemento armato e i calcoli sono stati effettuati con questa ipotesi.

Geometria Tamponamento

$L = 6,45$ m	Distanza max fra due pilastri consecutivi
$h = 5,00$ m	Altezza parete
$D = 5,00$ m	Quota imposta fondazione parete rispetto al pc
$H = 5,45$ m	Altezza della costruzione misurata a partire dal piano della fondazione (valutata nel punto più alto)
$z_{g_parete} = 2,95$ m	Quota del baricentro della parete rispetto al piano di fondazione

Caratteristica Tamponamento

$\rho_m = 2400,00$	kg/m^3	Densità media dei pannelli prefabbricati
$S_m = 20,00$	cm	Spessore pannello prefabbricato
$J_m = 0,000666$	m^4/m	Momento d'inerzia muratura a metro lineare
$E_m = 3.120.000.000$	kg/m^2	Modulo di elasticità muratura
$W_{aq} = 480,00$	kg/m^2	Peso parete a metro quadro

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE) TRATTA PARMA - VICOFERTILE												
PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>232 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	232 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	232 di 241								

$W_a = 2.400,00$

kg/m Peso parete a metro lineare

$T_a = 0,541$

Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale, valutato con la formula

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{W_a}{E_m \cdot J_m}}$$

Valutazione Azione Sismica

$V_N = 75,00$ anni

Classe d'uso = IV

$C_U = 2,00$

$V_R = 150,00$ anni Periodo di riferimento per l'azione sismica

$a_{g_SLV} = 0,203$ g Località di Ferrara

$S_S = 1,50$ Categoria di sottosuolo C

$S_T = 1,00$ Categoria Topografica T_1

$S = S_S \cdot S_T = 1,50$

$\alpha = 0,175$

$T_1 = 0,69$ Primo periodo di vibrazione della struttura (da Modello SAP2000)

$T_a/T_1 = 0,78$

$S_a = 0,805875$

$q_a = 2,00$ da Tab. 7.2.I

$F_a = 193,40$ kg/m²

Dimensionamento Armatura Traliccio

$i_{orizz} = 0,38$ m Interasse tra elementi di armatura orizzontali, ipotizzando di disporre un traliccio ogni due corsi di muratura con $h_{poroton}=19$ cm)

$F_{a_orizz} = 76,15$ kg/m Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

$M_{Ed} = 3,76$ kNm

$f_{yk} = 450,00$ N/mm² B450C

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,30$ N/mm²

$a_{orizz} = 200,00$ mm Larghezza traliccio orizzontale

$\phi_{orizz} = 10,00$ mm Diametro armatura longitudinale traliccio

$A_s = 78,54$ mm²

$M_{Rd_orizz} = 5,32$ kNm

FS = 1,415

Verifica Ancoraggio Tralici alla Struttura

$V_{Ed} = 5,28$ kN

$f_{yk} = 450,00$ N/mm² B450C

$\gamma_s = 1,15$


$f_{yd} = 391,30$ N/mm²

$\phi_{\text{taglio}} = 8,00$ mm

$A_v = 50,27$ mm²

$V_{Rd} = 11,05$ kN

FS = 2,09

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>234 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	234 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	234 di 241								

19 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.6.1, per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* siano inferiori ai 2/3 dei limiti in indicati per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso I e II.

In particolare, si può considerare che il caso in esame ricada nel punto a) descritto in normativa, che riguarda gli edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, per i quali è previsto di contenere gli spostamenti interpiano entro il 5% dell'altezza di piano. Tenendo conto che l'edificio in esame è in Classe d'Uso IV, le prescrizioni descritte a tale punto della normativa si modificano come segue:

$$d_r \leq 2/3 (0.005 h)$$

dove:

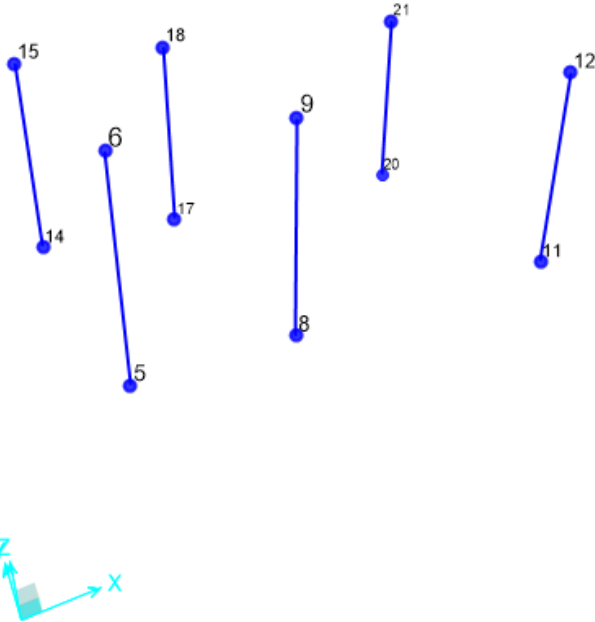
h = altezza di piano;

d_r = spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, determinato per lo *SLO*

Essendo l'altezza di interpiano $h_1 = 4,35$ m, al piano terra, il limite massimo degli spostamenti nel caso in esame è:

$$d_{r,1} \leq 2/3 * (0,005 * 4,350) = 14,5 \text{ mm}$$

Si riportano di seguito i valori degli spostamenti di piano di tutti e sei i pilastri del modello.



PILASTRO (DIREZIONE X) - SLO - E ridotto del 50%

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	Δ U1
5	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6837	0,1739	
6	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7128	0,6634	6,0291
8	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6831	0,1416	
9	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7157	0,6159	6,0326
11	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6833	0,1848	
12	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7153	0,7385	6,0320
14	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6855	0,1739	
15	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7151	0,6665	6,0296
17	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6851	0,1416	
18	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7179	0,6156	6,0328
20	Sisma_SLO_H_X	Max	2,6975	0,1864	
21	Sisma_SLO_H_X	Max	8,7173	0,7371	6,0198

PILASTRO (DIREZIONE Y) - SLO - E ridotto del 50%

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	Δ U2
5	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,3330	3,4790	
6	Sisma_SLO_H_Y	Max	1,2290	10,3825	6,9035
8	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,3324	3,5263	
9	Sisma_SLO_H_Y	Max	1,2288	10,8533	7,3270
11	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,3284	3,6970	
12	Sisma_SLO_H_Y	Max	1,2250	11,9827	8,2857
14	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,2881	3,4756	
15	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,9984	10,3824	6,9067
17	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,2885	3,5269	
18	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,9987	10,8533	7,3263
20	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,2907	3,7032	
21	Sisma_SLO_H_Y	Max	0,9966	11,9828	8,2796

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>237 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	237 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	237 di 241								

20 VERIFICA SISMICA TAMPONAMENTI

Secondo quanto riportato al § 7.3.6.3 delle NTC 2018, per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale devono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Considerando la stratigrafia della muratura esterna riportata in Figura 20.1, si assume che la funzione portante della parete sia svolta dal blocco in termolaterizio interno, di spessore pari a 30 cm. Per garantire la resistenza dell'intero tamponamento alle azioni orizzontali, si prevede di inserire all'interno di questa muratura, ogni due corsi di forati, dei tralicci in acciaio inglobati nei letti di malta. Per solidarizzare la muratura esterna di spessore pari a 8 cm allo strato portante interno della parete, si prevede la disposizione di collegamenti puntuali diffusi.

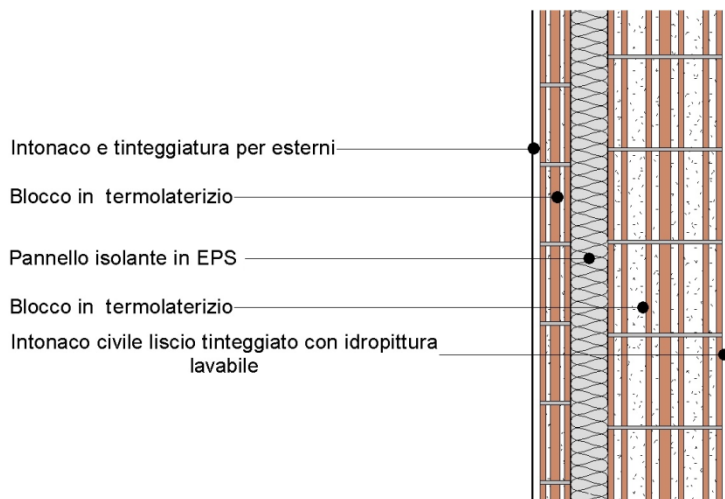


Figura 20.1 – Stratigrafia tamponatura esterna M1

La forza orizzontale F_a applicata sulla tamponatura si valuta con la seguente formula, riportata al § 7.2.3 della norma:

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

in cui:

F_a = forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a = peso dell'elemento;

S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018)

q_a = fattore di struttura dell'elemento non strutturale

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I NTC 2018, che prescrivono per tramezzature e facciate l'adozione di un fattore di struttura pari a 2.

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>COMPLETAMENTO RADDOPPIO LINEA PARMA – LA SPEZIA (PONTREMOLESE)</p> <p>TRATTA PARMA - VICOFERTILE</p>												
<p>PROGETTO DEFINITIVO TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IP00</td> <td>00</td> <td>D26CL</td> <td>FA0010003</td> <td>B</td> <td>238 di 241</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO	IP00	00	D26CL	FA0010003	B	238 di 241
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO								
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	238 di 241								

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

In cui:

α = rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018) e l'accelerazione di gravità g ;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 delle NTC 2018;

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z = quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2 NTC 2018);

H = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la tamponatura del primo piano dell'edificio.

Geometria Tamponamento

$L = 5,25$ m	Distanza max fra due pilastri consecutivi
$h = 3,85$ m	Altezza parete
$D = 3,85$ m	Quota imposta fondazione parete rispetto al pc
$H = 10,95$ m	Altezza della costruzione misurata a partire dal piano della fondazione (valutata nel punto più alto)
$z_{g_parete} = 7,03$ m	Quota del baricentro della parete rispetto al piano di fondazione

Caratteristica Tamponamento

$\rho_m = 760,00$	kg/m^3	Densità media laterizio - da scheda tecnica Poroton P700
$S_m = 30,00$	cm	Spessore blocco laterizio
$J_m = 0,00225$	m^4/m	Momento d'inerzia muratura a metro lineare
$E_m = 300.000.000,00$	kg/m^2	Modulo di elasticità muratura – da scheda tecnica Poroton P700
$\rho_{intonaco} = 2.000,00$	kg/m^3	Densità media intonaco
$S_{intonaco} = 3,00$	cm	Spessore intonaco
$\rho_{coibente} = 18,00$	kg/m^3	Densità media coibente
$S_{coibente} = 10,00$	cm	Spessore coibente
$\rho_{laterizio_ext} = 760,00$	kg/m^3	Densità media blocco esterno di laterizio
$S_{laterizio_ext} = 8,00$	cm	Spessore blocco laterizio esterno

$W_{aq} = 350,60$ kg/m² Peso parete a metro quadro

$W_a = 1.349,81$ kg/m Peso parete a metro lineare

$T_a = 0,4220$ Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale, valutato con la formula

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{W_a}{E_m \cdot J_m}}$$

Valutazione Azione Sismica

$V_N = 50,00$ anni

Classe d'uso = IV

$C_U = 2,00$

$V_R = 100,00$ anni Periodo di riferimento per l'azione sismica

$a_{g_SLV} = 0,175$ g Località di Ferrara

$S_S = 1,50$ Categoria di sottosuolo C

$S_T = 1,00$ Categoria Topografica T₁

$S = S_S \cdot S_T = 1,50$

$\alpha = 0,175$

$T_1 = 0,48$ Primo periodo di vibrazione della struttura (da Modello SAP2000)

$T_a/T_1 = 0,88$

$S_a = 1,0676514321$

$q_a = 2,00$ da Tab. 7.2.I

$F_a = 200,40$ kg/m²

Dimensionamento Armatura Traliccio

$i_{orizz} = 0,38$ m Interasse tra elementi di armatura orizzontali, ipotizzando di disporre un traliccio ogni due corsi di muratura con $h_{poroton}=19$ cm)

$F_{a_orizz} = 76,15$ kg/m Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole

$M_{Ed} = 2,62$ kNm

$f_{yk} = 450,00$ N/mm² B450C

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,30$ N/mm²

$a_{orizz} = 200,00$ mm Larghezza traliccio orizzontale

$\phi_{orizz} = 8,00$ mm Diametro armatura longitudinale traliccio

$A_s = 50,27$ mm²

$M_{Rd_orizz} = 3,74$ kNm

PROGETTO DEFINITIVO
TIP.C - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV	FOGLIO
IP00	00	D26CL	FA0010003	B	240 di 241

FS = 1,42

Verifica Ancoraggio Tralicci alla Struttura

$V_{Ed} = 2,00$ kN

$f_{yk} = 450,00$ N/mm² B450C

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 391,30$ N/mm²

$\phi_{\text{taglio}} = 6,00$ mm

$A_v = 28,27$ mm²

$V_{Rd} = 6,39$ kN

FS = 3,20

21 CONCLUSIONI

Si riportano di seguito le incidenze di armatura dei principali elementi strutturali:

Fondazione Fabbricato.....	115 kg/m ³
Pilastrini Fabbricato.....	315 kg/m ³
Pareti Fabbricato.....	355 kg/m ³
Travi Fabbricato.....	95 kg/m ³
Soletta del Piano Terra	335 kg/m ³
Soletta del Piano Superiore.....	235 kg/m ³