

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN - NUOVA LINEA TORINO LIONE  
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE - PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE  
CUP C11J05000030001 - LOTTO COSTRUTTIVO 1

Chantier Opérationnel 010 / Cantiere Operativo 010  
CIG ZDB1F80CC0

PARTIE CONCEPTION MOE RACCORD FERROVIAIRE DE LA ZONE TECHNIQUE DE  
TORRAZZA - PROGETTO ESECUTIVO DELL'AREA TECNICA DI TORRAZZA

RAPPORT TECHNIQUE ET CALCUL DE LA STRUCTURE DE FOSSE CONVOYEUR  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURA FOSSA NASTRI

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	11/07/2019	Prima emissione a seguito commenti Telt Première diffusion après commentaires Telt	L. Giacosa (AI)	G. Chiellino (AI)	A. Marra (AI)
A	11/09/2019	Revisione a seguito commenti Telt Révision après commentaires Telt	L. Giacosa (AI)	G. Chiellino (AI)	A. Marra (AI)
					

4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	0	0
L. Cost. L. Const.	Cantiere Operativo Chantier Opérationnel		Contratto Contrat		Opera Ouvrage		Traffico Trafic	Parte Partie							

E	R	E	G	C	0	9	1	4	A
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Objet	Numero documento Numero de document		Indice Index			

IL PROGETTISTA MANDATARIO/LE DESIGNER



**AI ENGINEERING S.r.l.**  
Via Lamarmora, 80 | 10128 Torino  
Tel: +39 011 58 14 511 | Fax: +39 011 58 83 482  
E-mail: posta@aiengineering.it  
Website: www.aiengineering.it

IL PROGETTISTA MANDANTE/LE DESIGNER



**GEODATA ENGINEERING S.p.A.**  
Corso Bolzano, 14 | 10128 Torino  
Tel: +39 011 58 10 611 | Fax: +39 011 58 74 40  
E-mail: geodata@geodata.it  
Website: www.geodata.it

-

SCALA / ÉCHELLE

A P

Stato / Statut

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE



## SOMMAIRE / INDICE

<b>1</b>	<b>RESUME/RIASSUNTO .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE / DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVE.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CRITERI DI PROGETTO E LIVELLI PRESTAZIONALI.....</b>	<b>7</b>
4.1	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE .....	7
4.2	METODO DI VERIFICA.....	7
<b>5</b>	<b>NOTE DI CALCOLO .....</b>	<b>8</b>
5.1	CARICHI DI PROGETTO.....	8
5.1.1	CARICO PERMANENTE PORTATO .....	8
5.1.2	CARICO VARIABILE VERTICALE DOVUTO AL PASSAGGIO DEL TRENO .....	8
5.1.2.1	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEL CARICO MOBILE.....	9
5.1.2.2	RIPARTIZIONE LONGITUDINALE DEL CARICO MOBILE .....	9
5.1.2.3	COEFFICIENTE DI ADATTAMENTO DEL MODELLO DI CARICO VERTICALE.....	9
5.1.2.4	COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICA .....	10
5.1.2.5	CARICO VARIABILE DEL NASTRO CARICO TRASPORTANTE 2 TONNELLATE DI INERTE/ MINUTO.....	11
5.1.2.6	CARICO VARIABILE ORIZZONTALE: AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO .....	11
5.1.2.7	CARICO VARIABILE ORIZZONTALE: AZIONE LONGITUDINALE DI FRENATURA ED AVVIAMENTO.....	11
5.2	CARICO INDOTTO DAL RIBALTAMENTO DEI VAGONI.....	11
5.3	SPINTA DEL TERRENO SUI DUE PIEDRITTI LATERALI .....	12
5.3.1	SPINTA A RIPOSO.....	12
5.4	AZIONE SISMICA .....	13
5.4.1	RISCHIO SISMICO.....	13
5.4.2	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI TORRAZZA PIEMONTE .....	13
5.4.3	VITA NOMINALE .....	14
5.4.4	CLASSE D'USO.....	14
5.4.5	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	14
5.4.6	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	14
5.4.7	VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	15
5.4.8	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA - METODO DI WOOD.....	17
5.5	VERIFICA AL CARICO LIMITE .....	18
5.6	STRATEGIA DI SOLUZIONE .....	19
<b>6</b>	<b>SEZIONI DI VERIFICA.....</b>	<b>20</b>
<b>7</b>	<b>PROGETTAZIONE SEZIONE A.....</b>	<b>20</b>
7.1	GEOMETRIA SCATOLARI .....	20
7.2	CARATTERISTICHE TERRENO.....	21
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	22
7.4	SOLLECITAZIONI.....	23
7.5	VERIFICHE SLU .....	29
7.5.1	VERIFICA MURI .....	30
7.5.2	VERIFICA FONDAZIONE .....	32
7.6	VERIFICHE SLE .....	35
7.6.1	VERIFICA MURI .....	35
7.6.2	VERIFICA FONDAZIONE .....	37
<b>8</b>	<b>PROGETTAZIONE SEZIONE D.....</b>	<b>39</b>
8.1	CARATTERISTICHE TERRENO.....	44
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	45
8.3	SOLLECITAZIONI.....	50
8.4	VERIFICHE SLU .....	63
8.4.1	MURI.....	63
8.4.2	SOLETTA.....	64

8.4.3	FONDAZIONE .....	65
8.5	VERIFICHE SLE .....	69
8.5.1	MURI.....	69
8.5.2	SOLETTA.....	71
8.5.3	FONDAZIONE .....	74
<b>9</b>	<b>FOSSA NASTRO 4 .....</b>	<b>77</b>
9.1	GEOMETRIA SCATOLARI .....	77
9.2	SOLLECITAZIONI.....	77
9.3	VERIFICHE SLU .....	80
9.4	VERIFICHE SLE .....	83
9.5	VERIFICHE PUNTONI.....	87
9.5.1	VERIFICA DELLE PIASTRE DI TESTA.....	87

## **1**      **Resume/riassunto**

Le présent rapport constitue la note de calcul de structures de la bande de fosse du dépôt de Torrazza (To).

La structure est constituée d'une fondation en radier en béton armé, de parois et d'une dalle en béton armé.

Le dimensionnement a été vérifié à l'ELU et à l'E.L.S sur la base des normes en vigueur au moment de l'élaboration du projet de référence.

Les vérifications ont permis de confirmer la solution prévue.

La presente relazione costituisce una nota di calcolo della verifica delle strutture dei nastri trasportatori del sito di deposito smarino in località Torrazza (To).

La struttura è costituita da una fondazione in platea in calcestruzzo armato, muri e solette di copertura in calcestruzzo armato.

Il dimensionamento è stato effettuato agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite d'Esercizio sulla base della normativa vigente.

## 2 Documents de référence / Documenti di riferimento

4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	R	E	G	E	0	3	0	2	0	Relazione Geotecnica, Idrogeologica e Sismica
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	P	L	G	C	0	9	1	5	0	Planimetria generale fossa nastri 1 e 2 - pianta fondazioni e carpenteria piano del ferro
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	P	L	G	C	0	9	1	6	0	Pianta fondazione muri
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	1	7	0	Carpenteria piano del ferro
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	1	8	0	Concio C01 - Tipo 1
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	1	9	0	Conci C02-30 - Tipo 2
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	2	0	0	Conci C31-32 Tipo 3
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	2	1	0	Conci 33-36 - Tipo 4-5-6-7
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	2	2	0	Conci C37-41 - Tipo 8
4	1	0	0	C	1	8	1	9	0	S	T	1	1	O	0	E	C	A	G	C	0	9	2	3	0	Carpenteria e armatura fossa nastro 4

## 3 Normative

### **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n.11651 del 14/02/1974

### **DM 17/01/2018, “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”**

L'articolo 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie” comma 1 consente di continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni, coerentemente con il progetto definitivo, fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi.

### **Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, circolare n.7 del 21 Gennaio 2019**

ISTRUZIONI per l'applicazione dell' Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

### **UNI EN 1990:2006**

Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

### **UNI EN 1991-1-1:2004**

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.

### **UNI EN 1992-1-1:2005**

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

### **UNI EN 1993-1-1:2005**

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

### **UNI EN 1994-1-1:2005**

Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1:Regole generali e regole per gli 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.

### **UNI EN 206-1:2006**

Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione e conformità.

### **UNI 11104:2004**

Calcestruzzo: Specificazione, prestazione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

**Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n.11951** “Applicazione della legge 05.11.1971, n. 1086”.

**Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n.19581** “Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7- Collaudo Statico”.

**Circ. Min. LL.PP. 23.10.1979, n.19777** “Competenza amministrativa: Legge 05.11.1971, n. 1086 02.02.1974, n.64”.

**Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n.20049** “Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.

**Circ. Min. LL.PP. 01.09.1987, n.29010** “Legge 05.11.1971, n. 1086 DM 27.07.1985, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare”.

#### Legislazione regionale di riferimento

##### **D.G.R. del 21/05/2014, n° 65-7656**

Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084.

##### **D.G.R. del 03/02/2012, n° 7-3340**

Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.

##### **D.G.R. del 12/12/2011, n° 4-3084**

D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese.

##### **D.G.R. del 01/03/2010, n° 28-13422**

Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio piemontese approvata con d.g.r. n. 11-13058 del 19/01/2010 e ulteriori disposizioni.

##### **D.G.R. del 19/01/2010, n° 11-13058**

Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006).

##### **Circolare del Presidente della Giunta Regionale 27/04/2004 n. 1/DOP**

D.G.R. 61-11017 del 17/11/03 (Prime disposizioni in applicazione dell'ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica) – Indicazioni procedurali

##### **D.G.R. del 23/12/03, n° 64-11402**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 (“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”) - Disposizioni attuative dell'articolo 2

### **D.G.R. del 17/11/03, n° 61-11017**

Prime disposizioni in applicazione dell'ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica

### **L.R. 12 MARZO 1985, n° 19**

Snellimento delle procedure di cui alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, in attuazione della legge 10 dicembre 1981, n. 741.

## **4 Criteri di progetto e Livelli prestazionali**

L'analisi strutturale è stata effettuata in base alle normative vigenti, in particolare per la definizione dei carichi, le analisi e le verifiche si è fatto riferimento al quadro normativo delineato del D.M. 17/01/2018 (Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni).

Per quanto non riportato sul Decreto si sono seguite le indicazioni degli Eurocodici e della Circolare applicativa delle NTC medesime.

### **4.1 Sicurezza e prestazioni attese**

Le opere e le componenti strutturali sono progettate, saranno eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa sono state valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito dalle NTC, le opere e le varie tipologie strutturali oggetto della presente relazione possiedono i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

### **4.2 Metodo di verifica**

La verifica degli elementi è stata svolta seguendo il metodo degli Stati Limite.

In base al par. 7.2.2 delle NTC2018 le strutture sono progettate con comportamento strutturale non dissipativo, adottando un fattore di struttura unitario ( $q=1$ ), insieme con l'utilizzo del livello di azione corrispondente allo Stato Limite Ultimo (SLU).

Si ottempera alle prescrizioni contenute nel Capitolo 4 delle NTC 2018 che garantiscono un livello significativo di duttilità, mentre non sono utilizzati accorgimenti quali la gerarchia delle

resistenze, il cui effetto può esplicarsi solo al superamento del comportamento elastico della struttura.

La capacità delle membrature è valutata in accordo con le regole di cui al par.4.1 delle NTC2018, senza nessun requisito aggiuntivo, limitando in tutte le sezioni, per le combinazioni sismiche, il momento resistente massimo al campo sostanzialmente elastico, come definito al par.4.1.2.3.4.2 delle NTC2018.

Per i requisiti strutturali degli elementi di fondazione si ottempera alle prescrizioni contenute nel paragrafo 7.2.5; in particolare il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono state eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo.

## 5 Note di calcolo

### 5.1 Carichi di progetto

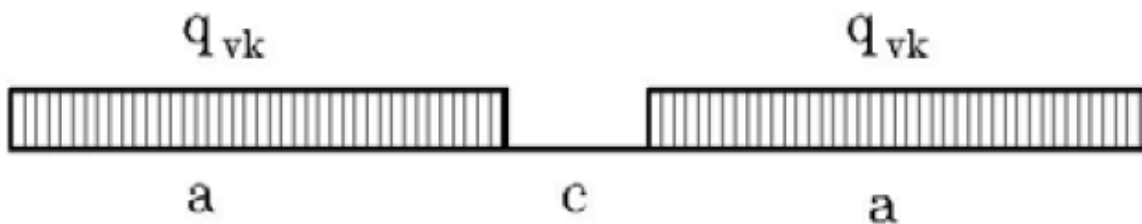
#### 5.1.1 Carico permanente portato

Nel caso di armamento con attacco diretto, ovvero senza massiciata, ballast ed impermeabilizzazione, la valutazione dei carichi permanenti portati è stata effettuata soltanto valutando il peso delle singole rotaie direttamente connesse alle strutture in c.a.

#### 5.1.2 Carico variabile verticale dovuto al passaggio del treno

Si adottano sia il treno di carico tipo SW-2 (traffico ferroviario pesante) sia il modello di carico LM 71 che schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale.

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante; esso è costituito, da un carico uniformemente ripartito pari a  $q_v=150$  kN/m su una lunghezza pari a 25 m, un tratto scarico di lunghezza pari a 7m, per poi avere di nuovo un carico distribuito  $q_v$  di 150kN/m su una lunghezza di 25m.



Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli di Carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Il modello di carico LM 71 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento  $s$ , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse  $Q_{V2}/Q_{V1}=1,25$

essendo  $Q_{V1}$  e  $Q_{V2}$  i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a  $s/18$  con  $s=1435$  mm; questa eccentricità è considerata nella direzione più sfavorevole.

Quindi sul singolo asse da 250kN, la forza si ripartisce tra le due ruote in maniera non simmetrica, assumendo questi valori:

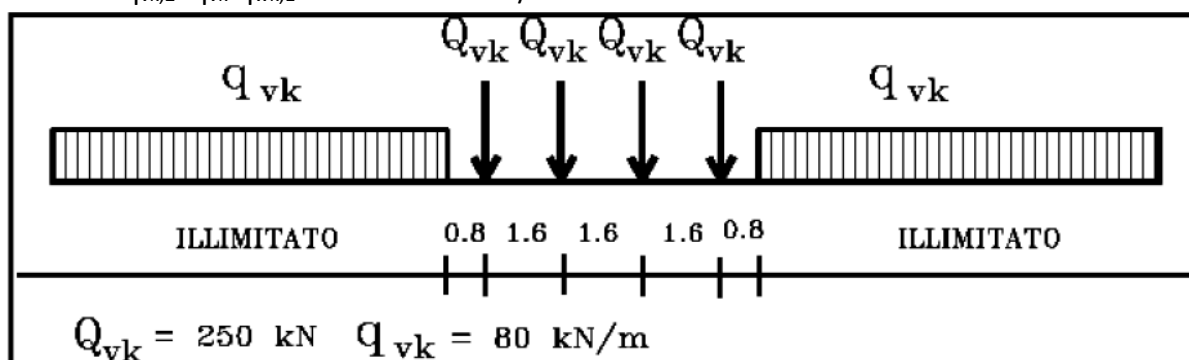
$$Q_{vk,1}=Q_{vk}/2.25=250/2.25=111\text{kN}$$

$$Q_{vk,2}=Q_{vk}-Q_{vk,1}=250-111=139\text{kN}$$

L'eccentricità sul carico distribuito determina due forze lineari asimmetriche sulle rotaie:

$$q_{vk,1}=q_{vk}/2.25=80/2.25=35.5\text{kN/m}$$

$$q_{vk,2}=q_{vk}-q_{vk,1}=80-35.5=44.5\text{kN/m}$$



### 5.1.2.1 Ripartizione trasversale del carico mobile

Per le rotaie poste in asse ai setti, in direzione trasversale non si considererà la diffusione del carico poiché le rotaie dei binari sono dotati di attacco diretto ai setti longitudinali, pertanto il carico non si diffonde con rapporto 1:4 nel pacchetto "ballast + ricoprimento" e con rapporto 1:1 nella soletta superiore.

Per le rotaie poste sulla soletta superiore di spessore 1m, in direzione trasversale la diffusione si considera con rapporto 1:1 fino alla mezziera della soletta stessa, quindi l'impronta di carico della singola rotaia ha una dimensione trasversale di 1m.

### 5.1.2.2 Ripartizione longitudinale del carico mobile

Per i carichi lineari in direzione longitudinale non si considera la diffusione.

Per le rotaie poste sulla soletta superiore di spessore 1m, in direzione longitudinale la diffusione si considera con rapporto 1:1 fino alla mezziera della soletta stessa, quindi l'impronta di carico della singola rotaia ha una dimensione trasversale di 1m

### 5.1.2.3 Coefficiente di adattamento del modello di carico verticale

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per un coefficiente di adattamento in funzione del modello di carico e della categoria del ponte (in questo caso opera scatolare).

Dalla tabella presente nelle istruzioni FS (N. I/SC/PS-OM/2298 paragrafo 1.4.1.1), si sceglie  $\alpha=1.0$  per il modello di carico SW/2 (coerentemente con il paragrafo 5.2.2.2.1.2 delle NTC'18) e  $\alpha=1.1$  per il modello di carico LM 71 (coerentemente con il paragrafo 5.2.2.2.1.1 delle NTC'18).

### 5.1.2.4 Coefficiente di amplificazione dinamica

Per tenere in conto degli effetti dinamici prodotti dal passaggio del treno si considera un coefficiente di amplificazione dinamica funzione del livello di manutenzione della linea. A favore di sicurezza si considera un basso standard di manutenzione (basso livello manutentivo) da cui risulta secondo le tabelle NTC'18 un coefficiente  $\phi_3=1.35$ .

TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con:  $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola  - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)  da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m).  Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del $\Phi$ pari a 0,9, da applicare al coefficiente $\Phi$	$\Phi_2 = 1,20$ $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione

### 5.1.2.5 Carico variabile del nastro carico trasportante 2 tonnellate di inerte/ minuto.

Si considerano 2 tonnellate di inerte/ minuto, ovvero un carico distribuito di 20kN/m<sup>2</sup> su un'area pari a quella di impronta dei nastri trasportatori poggiati sul solettone di fondazione.

### 5.1.2.6 Carico variabile orizzontale: azione laterale di Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applica sia in rettilineo che in curva. Il suo valore caratteristico è pari ad  $Q_{sk}=100\text{KN}$ , da moltiplicare per  $\alpha$ , ma non per  $\phi_3$ .

### 5.1.2.7 Carico variabile orizzontale: azione longitudinale di frenatura ed avviamento

Con riferimento al modello di carico SW/2 la forza di frenatura è più gravosa della forza di avviamento; si assume per essa un valore caratteristico di 35 kN/m, da diffondersi su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale. I valori caratteristici dell'azione di frenatura devono essere moltiplicati per  $\alpha$  ma non per  $\phi_3$ .

Con riferimento al modello di carico LM 71 i valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

$$\text{avviamento: } Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$$

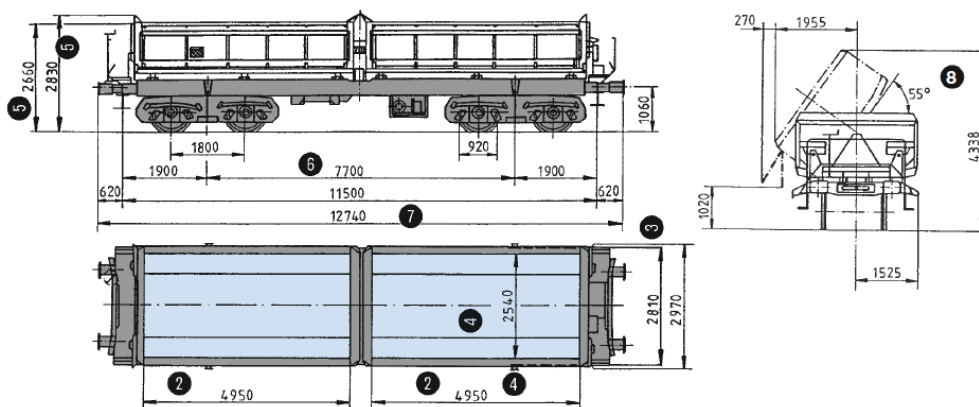
$$\text{frenatura: } Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$$

## 5.2 Carico indotto dal ribaltamento dei vagoni

I carri previsti a progetto per il trasporto del terreno devono presentare caratteristiche analoghe a quelle dei carri Fans U Tipo 1 di FFS Cargo SA di cui si riporta uno stralcio di scheda tecnica:



Fans-u

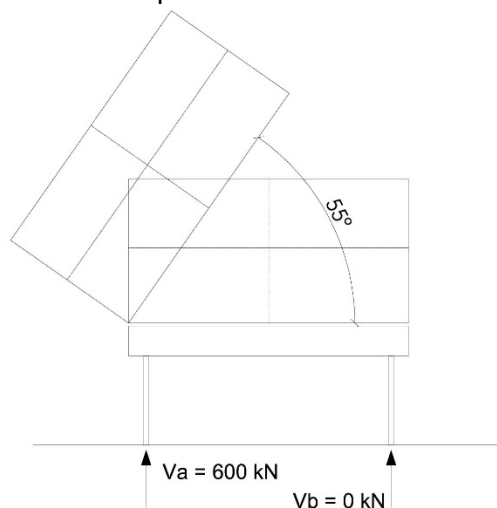


Marcatura letterale		Fans-u Tipo 1	Fans-u Tipo 2
Massa minima tassabile	t	15	15
① Capacità di carico massima	t	61,0 <sup>1)</sup>	59,3
② Lunghezza di carico	mm	2 x 4950	mm 2 x 4950
③ Larghezza di carico	mm	2810	mm 2810
④ Apertura per il carico	mm	4950 x 2540	mm 4950 x 2540
⑤ Altezza delle pareti dal livello superiore delle rotaie	mm	2660 (frontalmente 2830)	mm 3010
Superficie di carico	m <sup>2</sup>	2 x 13,9	m <sup>2</sup> 2 x 13,9
Volume di carico	m <sup>3</sup>	2 x 16	m <sup>3</sup> 2 x 20
Tara media	t	29,5	t 30,7
Apertura di scarico			
– larghezza	mm	4950	mm 4950
– altezza	mm	900	mm 900
⑥ Distanza fra i perni dei carrelli	mm	7700	mm 7700
⑦ Lunghezza fuori tutto	mm	12740	mm 12740
Raggio minimo praticabile	m	35	m 35

La stima di ripartizione dei carichi è la seguente:

- Carro = 150 kN;
- Cassoni = 150 kN;
- Carico utile = 300 kN.

Il sistema di ribaltamento dei carri prevede che la rotazione degli stessi avvenga lungo l'asse longitudinale. Fatte salve le verifiche che dovrà eseguire l'Appaltatore in relazione alle reali caratteristiche dei carri che saranno utilizzati, a favore di sicurezza si ipotizza che in fase di ribaltamento dei carri si arrivi ad un carico nullo sulla rotaia "b". Sulla rotaia "a" il carico è quindi pari a 600kN da suddividere su quattro ruote.



Al carico utile si applica un fattore riduttivo pari a 0.75 per tenere in conto del fatto che la discesa del materiale sul nastro è progressiva con l'aumento della pendenza e pertanto alla condizione di massima pendenza del cassone il carico è già stato in parte scaricato. Tale fattore stima la percentuale di carico presente sul cassone una volta raggiunta la massima pendenza di scaricamento.

Il carico puntuale è quindi pari a  $600 / 4 \times 0.75 = 112.5$  kN.

A tale carico non vengono applicati coefficienti di sicurezza in quanto è un valore controllabile ed imposto in fase di progetto. Non vengono altresì applicati coefficienti dinamici in quanto l'azione di ribaltamento, attuata idraulicamente è sufficientemente lenta da poter essere considerata quasi statica.

I carichi desunti da modello LM71 sono pari a 75 kN/ruota, da amplificare per i coefficienti dinamici e di sicurezza:

$$Q_{vk,ruota} \times \Phi \times \gamma = 75 \times 1.35 \times 1.45 = 146.8 \text{ kN}$$

Per il confronto con il carico da traffico pesante SW/2 si considerano due assi tandem, utilizzando l'interasse pari a 1.82m.

$$Q_{fans U} = 150 \times 2 \times 0.75 = 225 \text{ kN}$$

$$Q_{SW/2} \times L \times \Phi \times \gamma = 75 \times 1.82 \times 1.35 \times 1.45 = 268 \text{ kN}$$

Come si nota quindi in ogni caso i carichi da normativa sono superiori a quelli dovuti al ribaltamento dei cassoni dei carri.

### 5.3 Spinta del terreno sui due piedritti laterali

#### 5.3.1 Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione di Jacky-Alphan

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco, 30°.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$
$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

## 5.4 Azione sismica

Per le verifiche sismiche, per la determinazione degli effetti di tali azioni si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti e considerando con un coefficiente  $\Psi_2 = 0,2$  il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ferroviario. .

### 5.4.1 Rischio sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto determinando un impatto sociale ed economico rilevante.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo in un certo intervallo di tempo, si può definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo.

Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo.

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità.

La pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse.

Negli ultimi 30 anni è emersa una maggiore richiesta di conoscenze del livello di pericolosità sismica da parte di Enti e amministrazioni locali, che ha favorito lo sviluppo di metodi di studio e calcolo di tale parametro.

Soprattutto negli ultimi anni, studi di pericolosità sismica sono stati impiegati nelle analisi territoriali e regionali finalizzate a zonazioni (classificazione sismica) o micro zonazioni. In quest'ultimo caso, la valutazione della pericolosità comporta l'individuazione delle aree che, in occasione di una scossa sismica, possono essere soggette a fenomeni di amplificazione. Infatti, il terremoto determina effetti diversi in funzione delle condizioni geologiche e geomorfologiche locali, fornendo utili indicazioni per la pianificazione urbanistica.

### 5.4.2 Classificazione sismica del comune di Torrazza Piemonte

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (G.U. n. 105 del 8.5.2003),

allegato 1, con Deliberazione della Giunta Regionale 17 novembre 2003 n. 61-11017 il territorio comunale di Torrazza Piemonte è classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale  $a_g/g$ , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, inferiore a 0.05g.

La classificazione del comune di Torrazza Piemonte in zona 4 è confermata dalla delibera DGR 19 gennaio 2010, n. 11-13058 e viene confermata anche nelle successive delibere (DGR 12 dicembre 2011, n. 4-3084 e DGR 21 maggio 2014, n. 65-7656).

### 5.4.3 Vita nominale

Con riferimento alla tabella 2.4.I delle NTC 2018, la costruzione è un'opera infrastrutturale di dimensioni contenute e di importanza normale e come tale classificata come tipo di costruzione 2.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 5.4.4 Classe d'uso

Con riferimento al paragrafo 2.4.2 delle NTC 2018, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella classe II ( $C_u = 1$ ), nella quale sono comprese "...Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza...".

### 5.4.5 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , definito dalle NTC'08 nella tabella 2.4.II.

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

Nel caso in esame, la vita di riferimento è  $V_R = V_N * C_U = 50 * 1 = 50$  anni.

### 5.4.6 Categoria di sottosuolo

Per la caratterizzazione del sito dal punto di vista sismico ci si basa sulla relazione geotecnica e sismica allegata.

Le indagini svolte consentono di definire, cautelativamente, la **categoria C** di sottosuolo di fondazione, conformemente alla tabella 3.2.II delle NTC 2018.

**Tabella 3.2.II** – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

### 5.4.7 Valutazione dell' azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{vr}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

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

T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita [anni]	Coeff. d'uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50	1	50	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \cdot S_t$  (3.2.3)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

**Valutazione della pericolosità sismica**

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
13131	7.957	45.208	1.532
13132	8.028	45.211	4.330
12910	8.024	45.261	6.381
12909	7.953	45.258	4.910

Coordinate geografiche

Località: TORRAZZA PIEMONTE (TO)

Longitudine: 7.9730 Latitudine: 45.2160

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	30	0.017	2.610	0.160
SLD	63	50	0.021	2.590	0.170
SLV	10	475	0.040	2.660	0.270
SLC	5	975	0.048	2.680	0.290

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1	50	100

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Nota: per il calcolo dei parametri sismici  
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu  
 Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

**Passo 1**

Classe d'uso

I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

II edifici ordinari

III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV: 0.06

Modalità di progettazione semplificata per  $agS < 0.075$

Strutture esistenti

LC1: conoscenza limitata

LC2: conoscenza adeguata

LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1.35



**Passo 2**

Categoria di suolo di fondazione

A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

T1

T2 in sommità al pendio

T3 in cresta al rilievo con moderata

T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Risposta sismica locale

Usa RSL

**Passo 3**

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.017	1.500	2.610	0.458	0.103	0.308	1.668
SLD	0.021	1.500	2.590	0.502	0.107	0.320	1.682
SLV	0.040	1.500	2.660	0.718	0.146	0.437	1.760
SLC	0.048	1.500	2.680	0.789	0.153	0.458	1.790

Verticale per tutti:

eta SLO  q SLD x  q SLD y  q SLD z  q SLU x  q SLU y  q SLU z

Esistenti v. fragili

Duttilità

ND - non dissipativa

B - media

A - alta

Regolarità

in pianta

in altezza

Edifici isolati

T is

s esi

**Passo 4**

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm]

Contributo carichi in fondazione

Eccentricità aggiuntiva X:  Y:

Spost. relativo limite 1000/h

Dati per analisi dinamica

N. modi  N. modi rigidi

Fattore per calcolo rigidezza secante

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm]

Fatt. Lambda [0.85 - 1]

Periodo T1 [primo modo]

Sd (T1) - SLU

Se (T1) - SLD

Calcola periodi T1

dir. x-x  dir. y-y  dir. z-z

dir. x-x  dir. y-y  dir. z-z

dir. x-x  dir. y-y  dir. z-z

opzione suggerita:

Accelerazione uniforme [Fi=Ph]  NO

Eccentricità convenzionale con momenti Mz  NO

Usa spostamenti medi di piano per pushover  SI

Distrib. triangolare per pushover  SI

#### 5.4.8 Spinta in presenza di sisma - Metodo di Wood

Come specificato sia dalla normativa italiana che da quella europea, l'analisi sismica di un'opera di contenimento deve considerare tutte le masse d'inerzia incluse all'interno del cuneo di spinta. Queste inducono una sovrapposizione funzione di un coefficiente di spinta sismico orizzontale.

L'entità di tale spinta è strettamente legata alla deformabilità della struttura.

Per la valutazione delle spinte si farà riferimento all'analisi pseudo-statica descritta sia nel capitolo 7.3.2 dell'Eurocodice 8-5 che nel capitolo 7.11.6.2.1 dell'NTC2018.

Si ha così che i coefficienti di spinta assumono i seguenti valori:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Dove l'accelerazione massima vale  $a_{\max}=0.06g$  per SLV

Per i muri, il cui movimento è impedito, il coefficiente  $\beta_m$  vale 1.

Nel caso di strutture rigide, in condizioni sismiche si sviluppano spinte maggiori rispetto a quella attiva; è pertanto più appropriato ipotizzare il terreno in stato di riposo, applicando, come definito dall'EC8-5 appendice E punto 9, la seguente relazione per la valutazione delle sovrappinte legate al sisma:

$$\Delta P_d = \alpha S \gamma H^2$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

## 5.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione (formula Trinomia) per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = [(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)] e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

I fattori di forma  $s_c$  e  $s_\gamma$  che compaiono nella espressione di  $q_u$  dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine  $K_{p\gamma}$  che compare nell'espressione di  $N_\gamma$  non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per  $N_\gamma$  l'espressione proposta da Meyerhof

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$$

## 5.6 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura a sostegno dei binari e dei nastri trasportatori viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

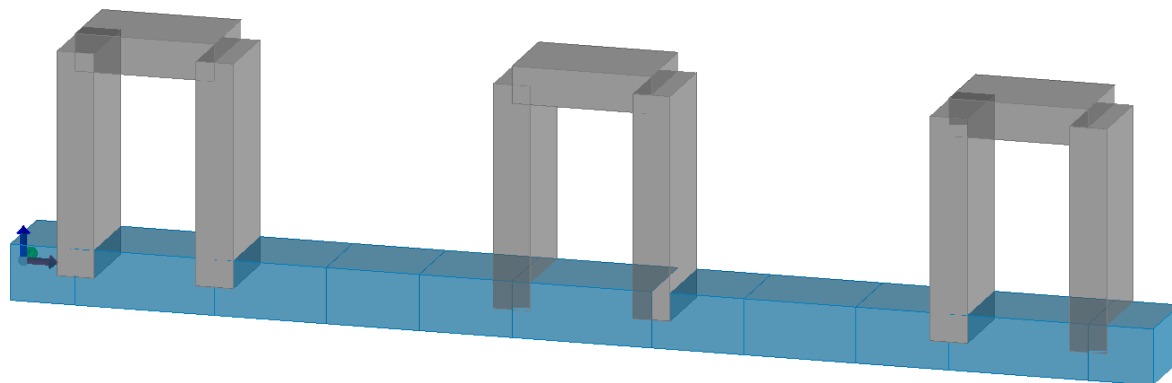
## 6 Sezioni di verifica

Data la geometria modulare del manufatto la progettazione strutturale è stata ricondotta a tre sezioni di calcolo:

- Sezione A: utilizzata per la progettazione dal concio C01 al concio C36. Si fa notare che i conci da C33 a C36 vengono assimilati ai precedenti in quanto la continuità della soletta e l'aumento di spessore vanno ad irrigidire il comportamento complessivo garantendo un maggior grado di sicurezza;
- Sezione D: utilizzata per la progettazione dal concio C37 al concio C41;
- Fossa nastro 4: per la progettazione dei restanti conci di fossa. Per il concio 47 dato che presenta altezza dei paramenti pari a circa 1 m non sono state condotte verifiche di dettaglio sulla base di una consolidata pratica nella progettazione di strutture di tale tipologia.

## 7 Progettazione sezione A

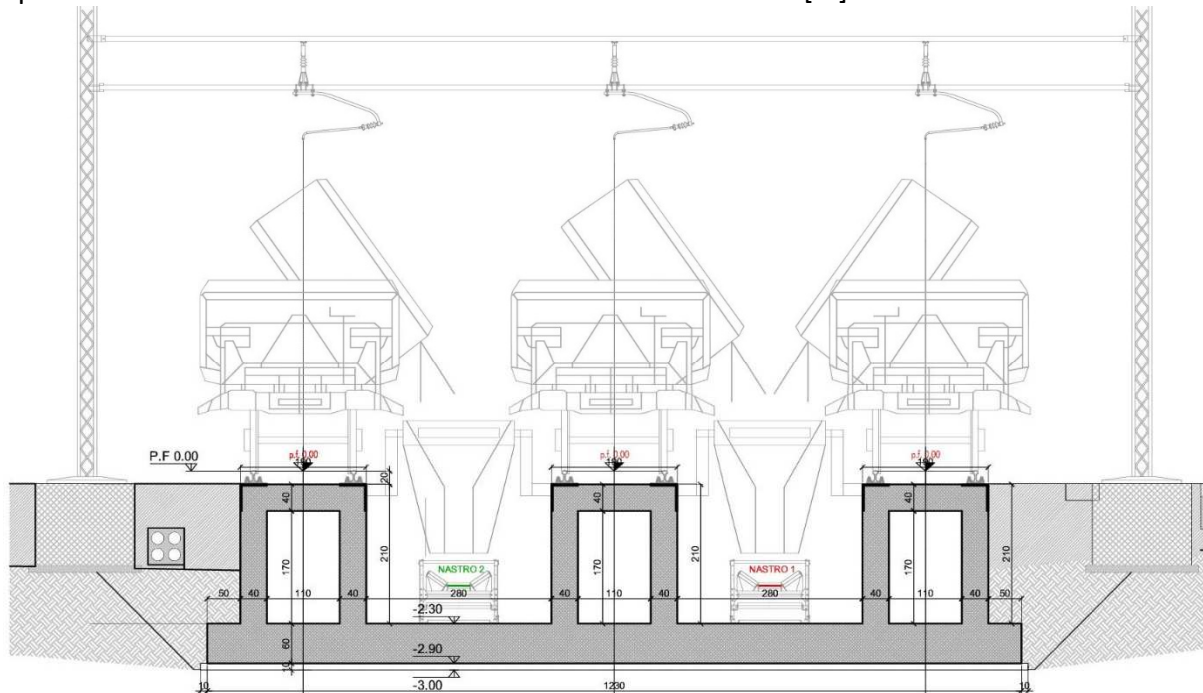
La struttura oggetto di progettazione è costituita da tre sezioni scatolari connesse in fondazione mediante una platea continua per cui sono previsti giunti della sovrastruttura ogni 10m. Data la geometria della struttura si una la direzione longitudinale, cioè la direzione dei binari, caratterizzata da una considerevole rigidezza per cui i carichi longitudinali come la frenatura e l'azione sismica risultano non dimensionanti. La sezione A-A è stata quindi progettata sulla base delle sollecitazioni ottenute mediante modellazione FEM monodimensionale considerando un concio di lunghezza 1 m.



### 7.1 Geometria scatolari

Descrizione:	Scatolari pluriconnessi
Altezza esterna	5.70 [m]
Larghezza totale platea fondazione	12.30 [m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.50 [m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.50 [m]
Lunghezza trasversi scatolari	1.90 [m]
Spessore piedritti scatolare sinistro	0.40 [m]
Spessore piedritti scatolare destro	0.40 [m]

Spessore piedritti scatolare centrale	0.40	[m]
Spessore fondazione	0.60	[m]
Spessore traversi scatalari	0.40	[m]



## 7.2 Caratteristiche terreno

### Strato di rinfienco

Descrizione	Terreno di rinfienco	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]

### Terreno al di sotto della fondazione

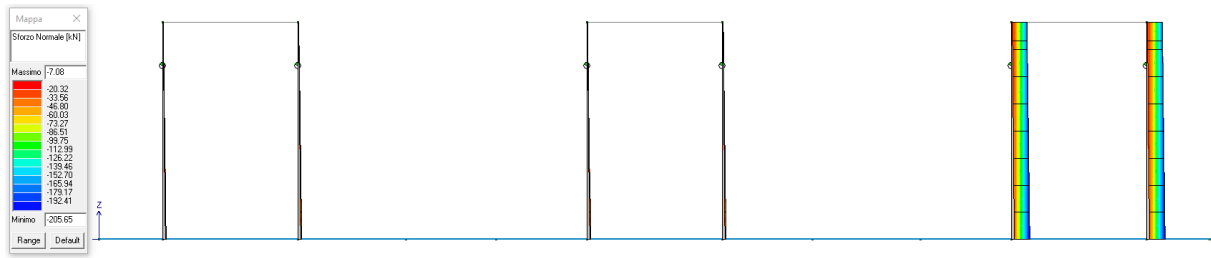
Descrizione	Terreno naturale	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	25.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>q</sup> ]
Costante di Winkler verticale	10.00	[kg/cm <sup>3</sup> ]

### 7.3 Combinazioni di carico

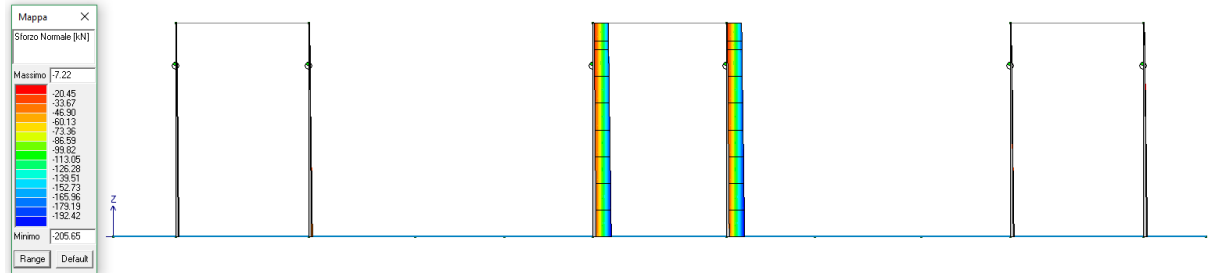
Le combinazioni riportate sotto considerano un unico caso di carico per traffico ferroviario, si fa però presente che sono state considerate tutte le possibili permutazioni di 1, 2 e 3 treni in modo da ottenere gli scenari più gravosi.

		Peso proprio	Treno SW2	Treno serpeggio	Spinta del terreno	Treno scarico	SLV X ecc+	SLV X ecc-	Incremento sismico terreno X+	Incremento sismico terreno X-	Sovraccarico nastro trasportatore	DT farfalla	Ritiro
SLU 1	1	1.35	1.45	1.45	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	1.2
SLU 2	1	1.35	1.45	-1.45	1.35	0	0	0	0	0	0	0.9	1.2
SLU 3	1	1.35	1.16	1.16	1.35	0	0	0	0	0	0	1.5	1.2
SLU 4	1	1.35	1.16	1.16	1.35	0	0	0	0	0	0	-1.5	1.2
SLV sisma 1	1	1	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0
SLV sisma 2	1	1	0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0
SLV sisma 3	1	1	0	0	1	1	-1	0	0	1	0	0	0
SLV sisma 4	1	1	0	0	1	1	0	-1	0	1	0	0	0
SLE rare 1	2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0
SLE rare 2	2	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	1	0
SLE rare 3	2	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLE freq fessure 1	3	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0
SLE freq fessure 2	3	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	1	0
SLE freq fessure 3	3	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	-1	0
SLE qp	4	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.5	0

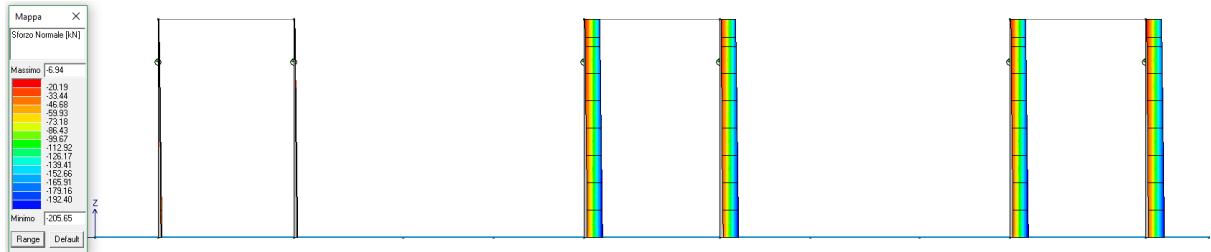
## 7.4 Sollecitazioni



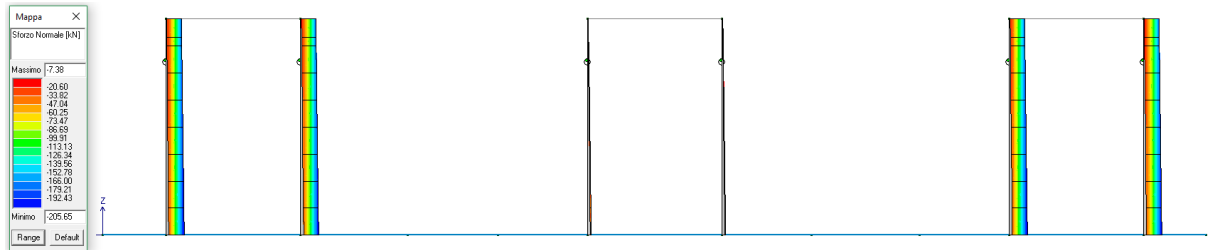
Muri - Involuppo sforzo normale SLU – treno su binario laterale



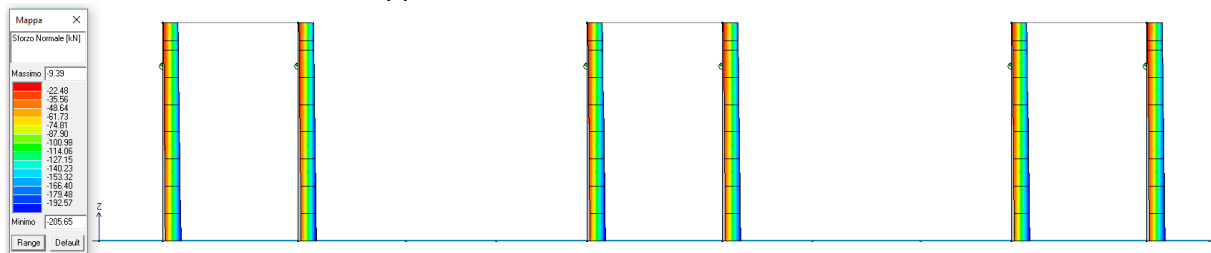
Muri - Involuppo sforzo normale SLU – treno su binario centrale



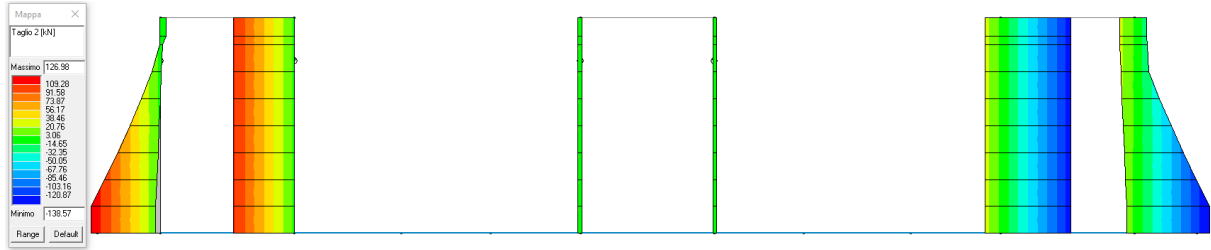
Muri - Involuppo sforzo normale SLU – 2 treno su II e III binario



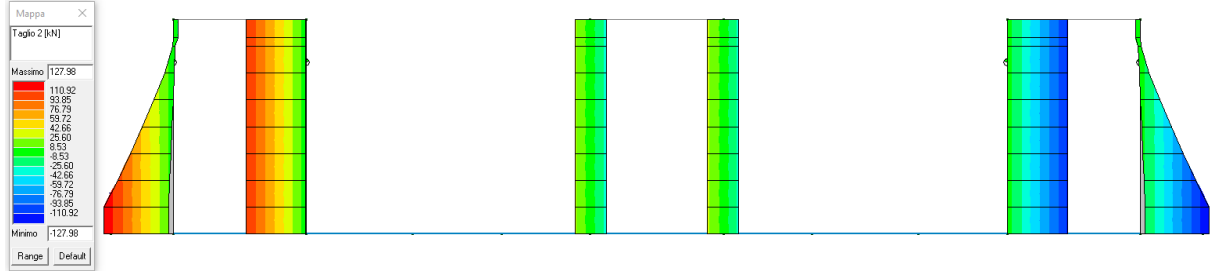
Muri - Involuppo sforzo normale SLU – treni su I e III binario



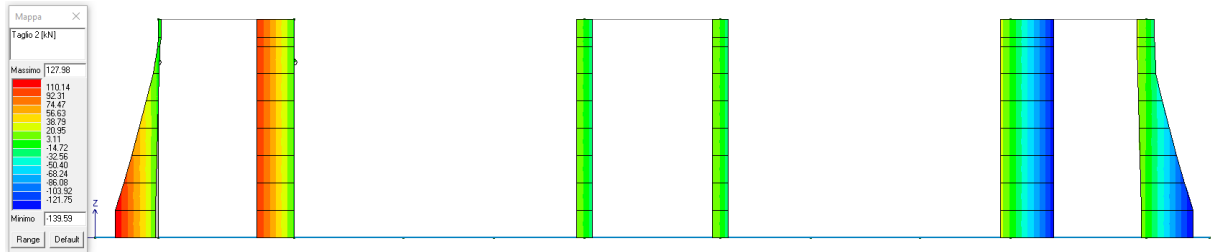
Muri - Involuppo sforzo normale SLU – 3 treni



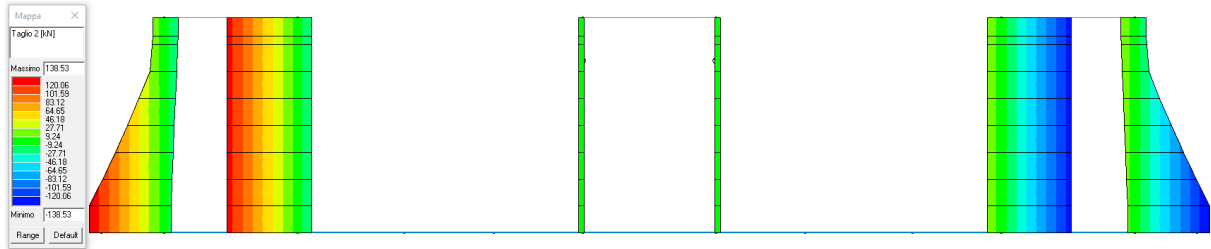
Muri - Involuppo sforzo di taglio SLU – treno su binario laterale



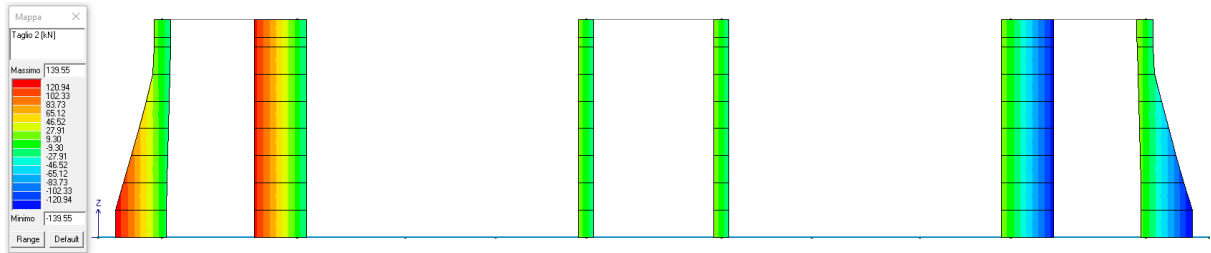
Muri - Involuppo sforzo di taglio SLU – treno su binario centrale



Muri - Involuppo sforzo di taglio SLU – 2 treno su II e III binario

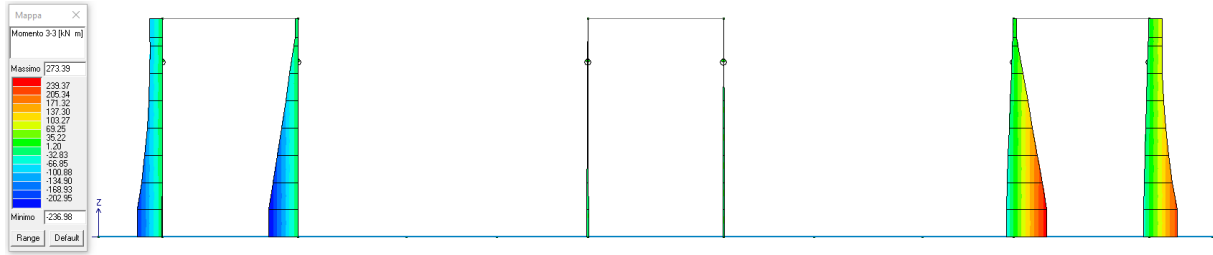


Muri - Involuppo sforzo di taglio SLU – treni su I e III binario

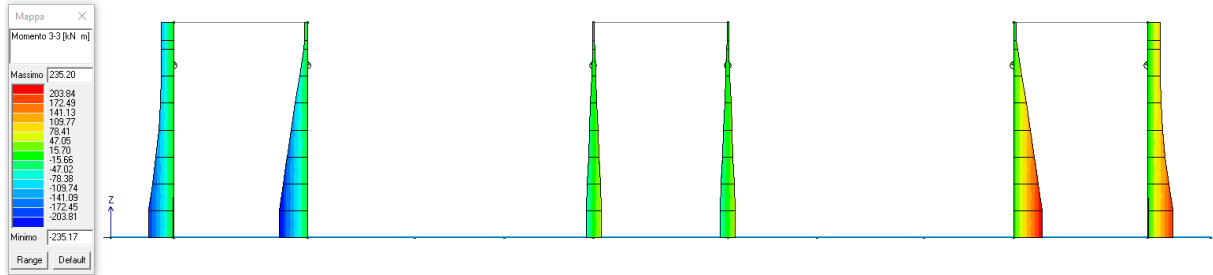


Muri - Involuppo sforzo di taglio SLU – 3 treni

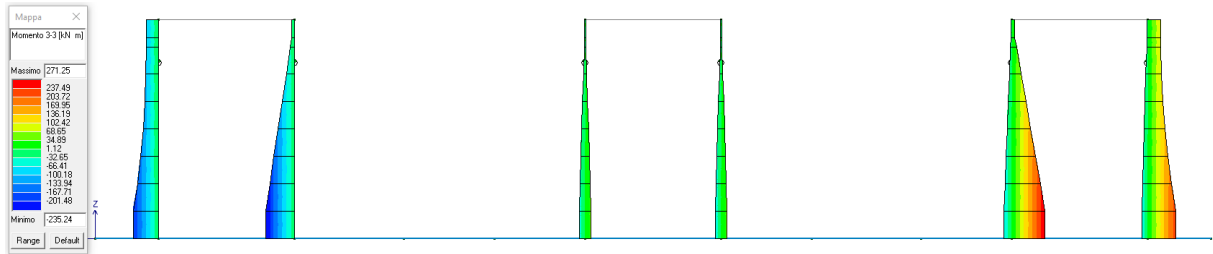




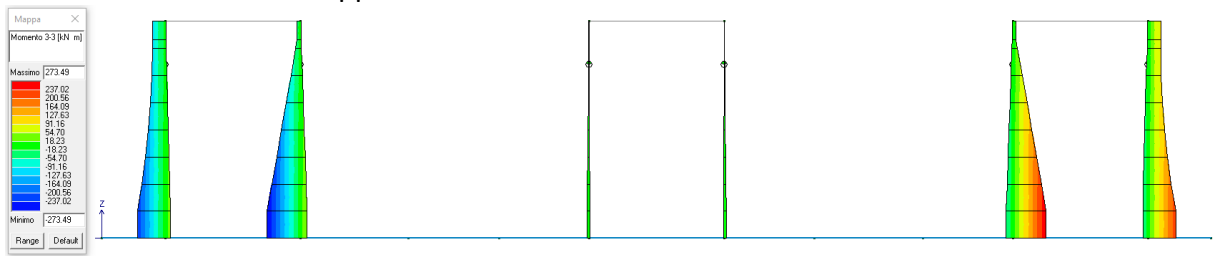
Muri - Involuppo momento flettente SLU – treno su binario laterale



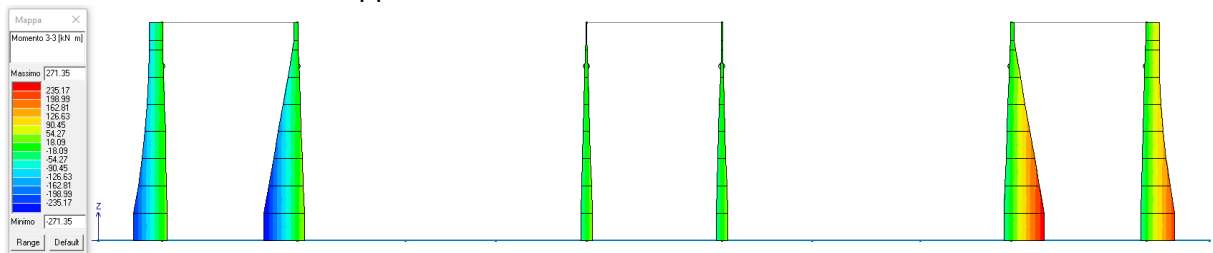
Muri - Involuppo momento flettente SLU – treno su binario centrale



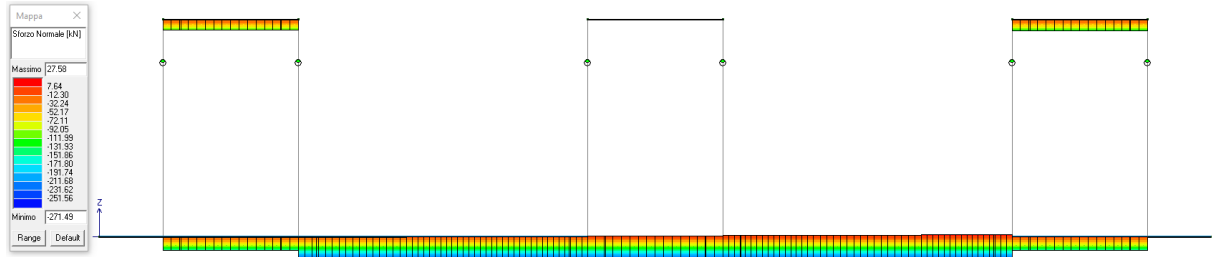
Muri - Involuppo momento flettente SLU – 2 treno su II e III binario



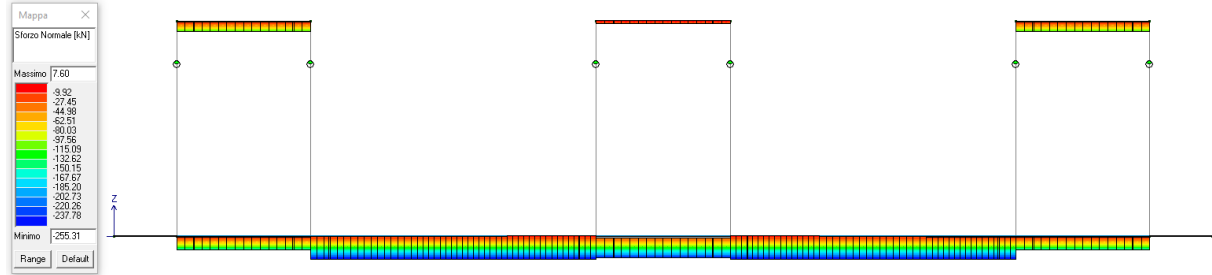
Muri - Involuppo momento flettente SLU – treni su I e III binario



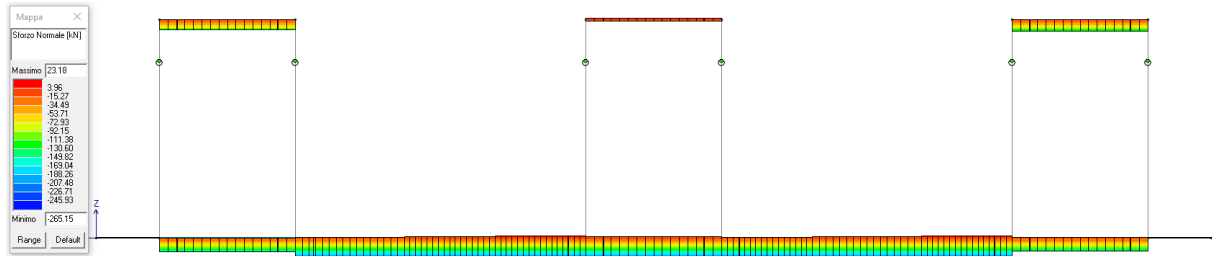
Muri - Involuppo momento flettente SLU – 3 treni



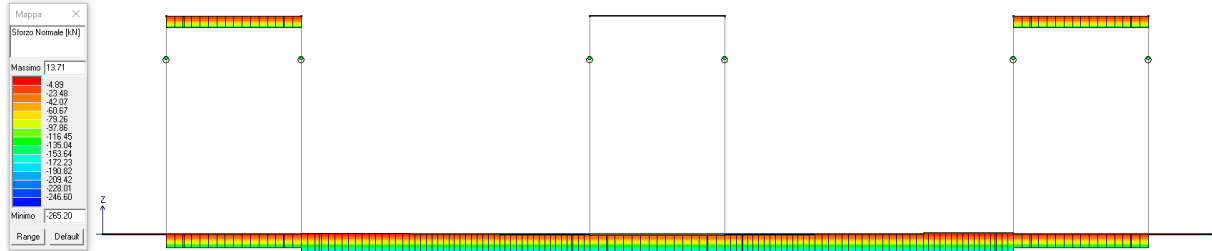
Travi - Involuppo sforzo normale SLU – treno su binario laterale



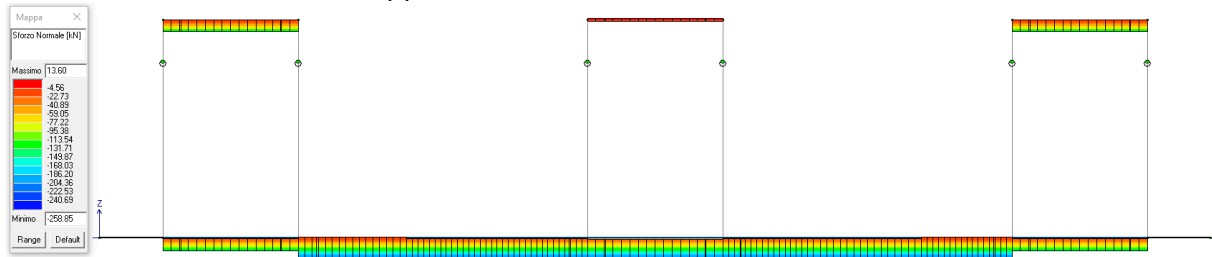
Travi - Involuppo sforzo normale SLU – treno su binario centrale



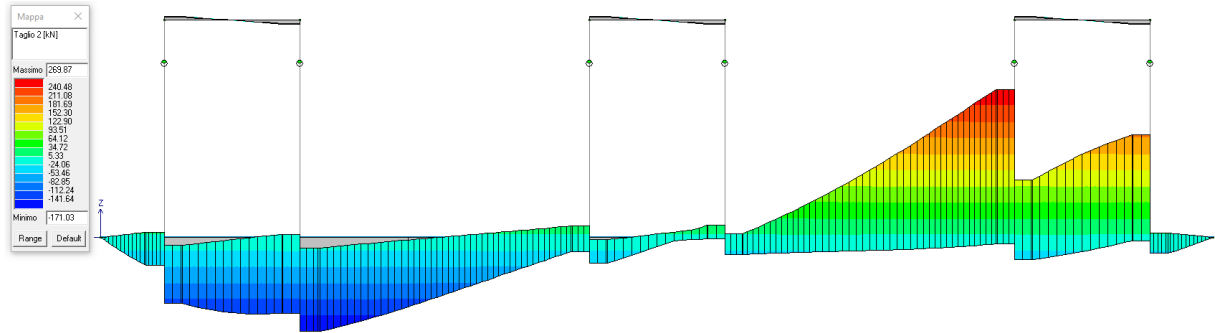
Travi - Involuppo sforzo normale SLU – 2 treno su II e III binario



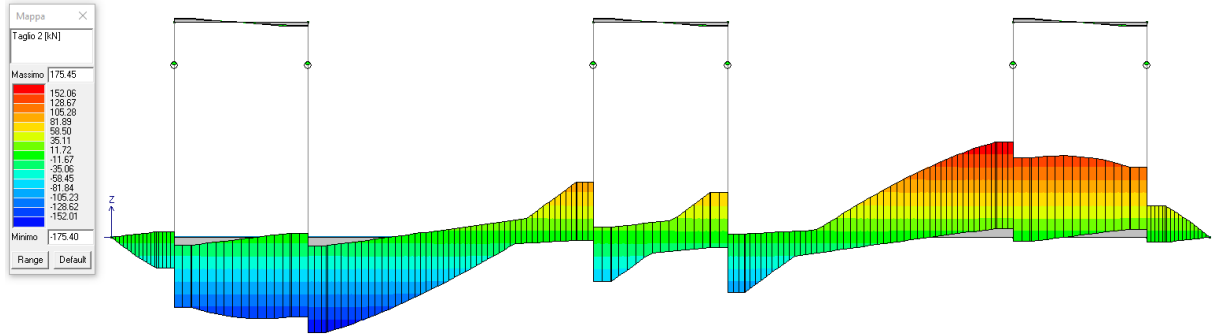
Travi - Involuppo sforzo normale SLU – treni su I e III binario



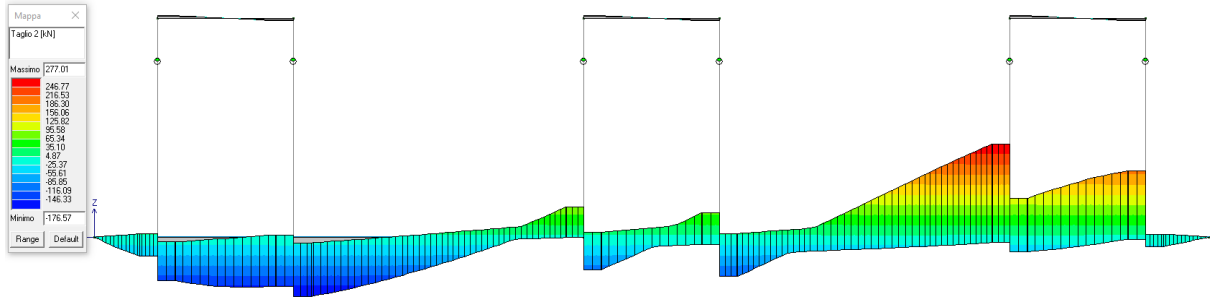
Travi - Involuppo sforzo normale SLU – 3 treni



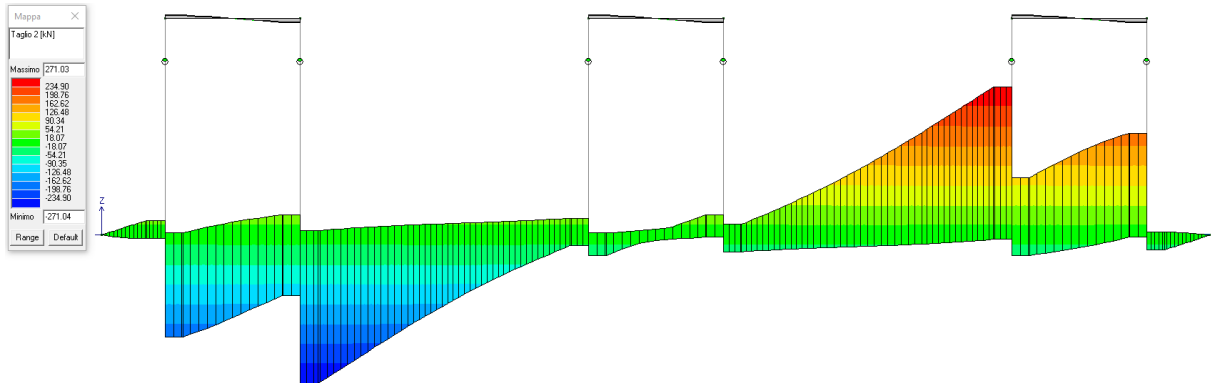
Travi - Involuppo sforzo di taglio SLU – treno su binario laterale



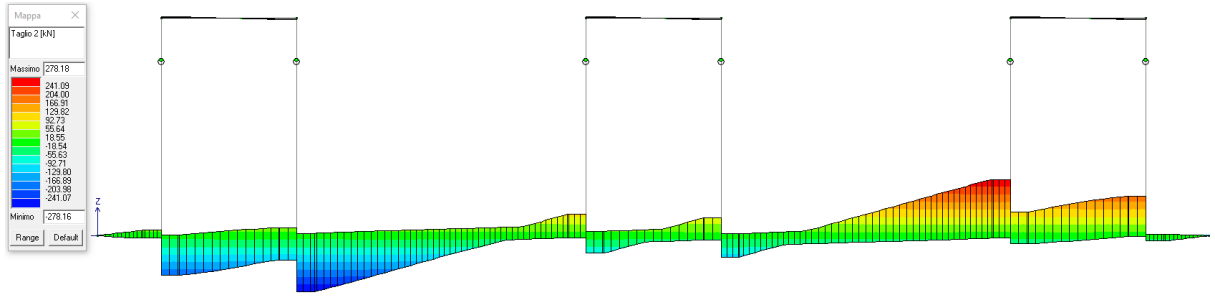
Travi - Involuppo sforzo di taglio SLU – treno su binario centrale



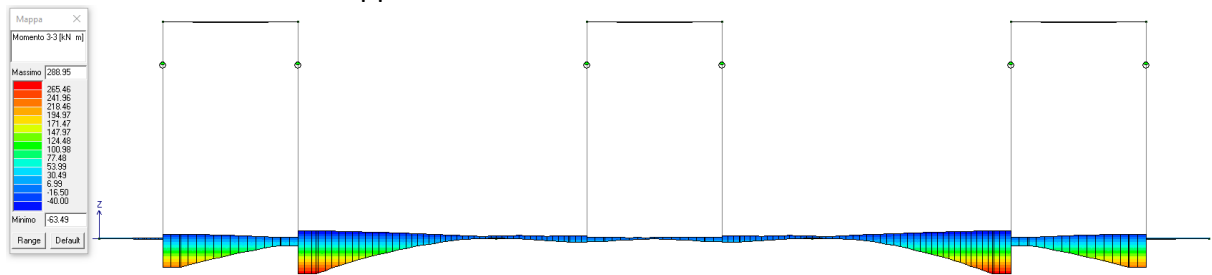
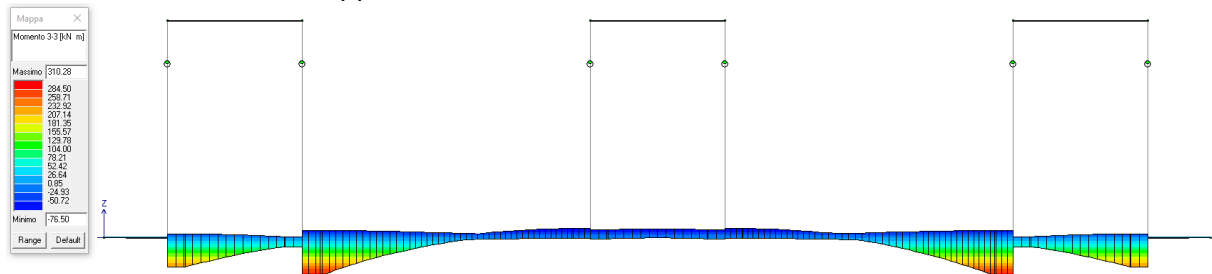
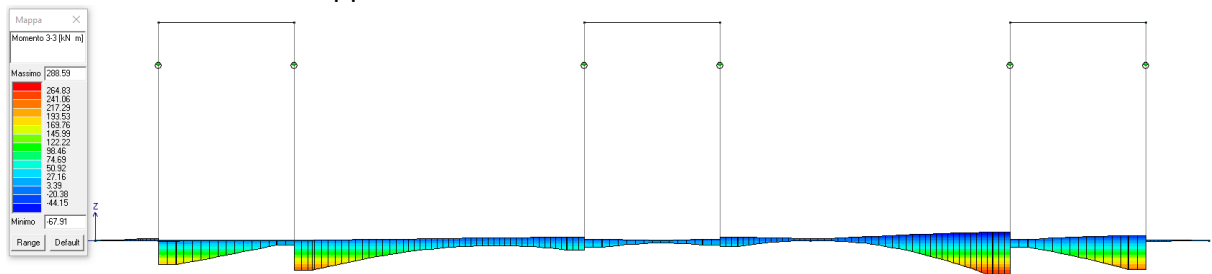
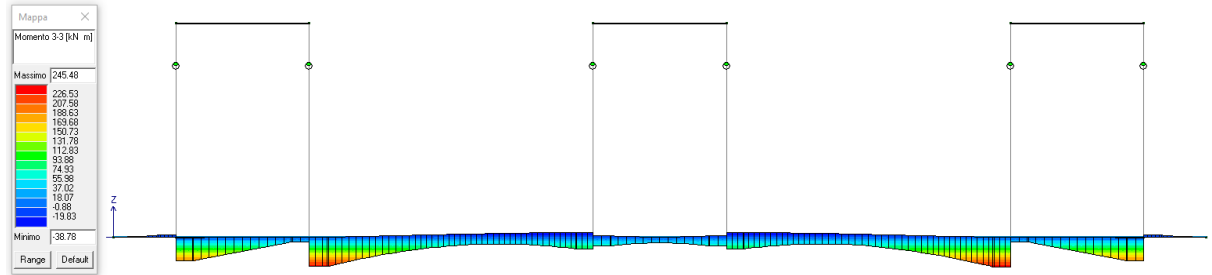
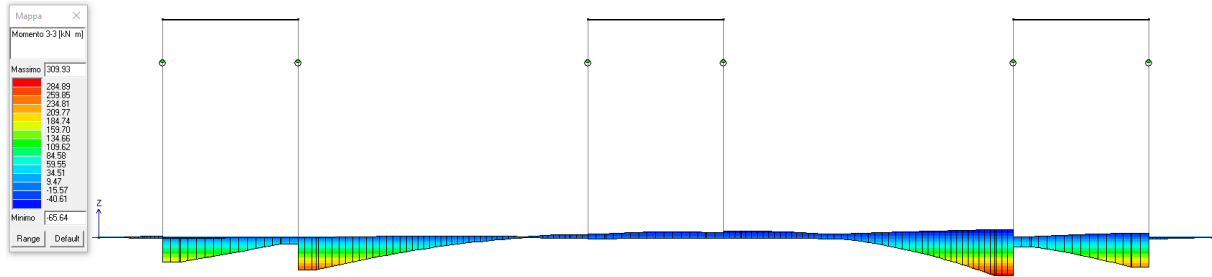
Travi - Involuppo sforzo di taglio SLU – 2 treno su II e III binario



Travi - Involuppo sforzo di taglio SLU – treni su I e III binario



Travi - Involuppo sforzo di taglio SLU – 3 treni



## 7.5 Verifiche SLU

<u>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</u>			
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	32	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	1	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	40	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.0	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.1	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.9	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	33346	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	21.33	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.41	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.2	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.4	[MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

### 7.5.1 Verifica muri

#### Verifica massimo momento alla base

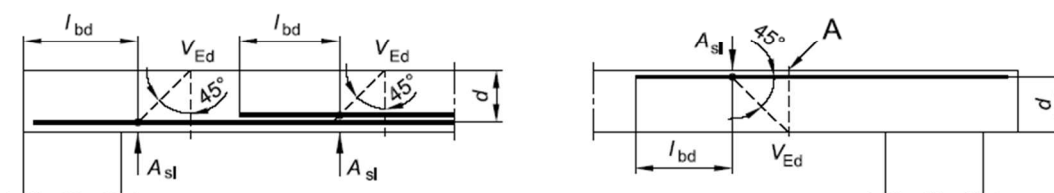
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	70	[mm]
Altezza utile della sezione	d	330	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	28	[mm]
Numero dei ferri correnti	n <sub>1</sub>	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n <sub>2</sub>		[-]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	3079	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' <sub>1</sub>	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' <sub>2</sub>		[-]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	$\omega_s$	0,1711	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	$\delta$	0,2121	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	$\rho$	0,4133	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	$\xi_{2a}$	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	$\xi_{2b}$	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	$\xi_3$	0,4810	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	$\beta_{2a}$	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	$\beta_{2b}$	0,8095	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-0,2788	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	0,3253	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	$\omega_{2a}$	0,0996	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	$\omega_{2b}$	0,2425	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	$\omega_3$	0,8838	[-]
	$\omega'_3$	0,6325	[-]
CAMPO 2b			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0,2197	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	72,49	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0028	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0,7632	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0,4000	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0,0494	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	19,32	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	0,0001	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>361,63</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>274,0</b>	<b>[kNm]</b>

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	140	[kN]
	$N_{Ed}$	0,0	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Area omogeneizzata	$A_{om}$	457177	[mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_{cp}$	0,0	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,78	[-]
		1,78	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,009329579	[-]
		0,009329579	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	218,48	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	154,97	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **218,48** [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	14	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	s	400	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio minima	$A_{sw,min}$	600	[mm <sup>2</sup> /m]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	297	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>223,63</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	10,67	[MPa]
Coefficiente maggiorativo per sforzo assiale	$\alpha_c$	1,00	
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>1584,00</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	6542,22	[mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>223,63</b>	<b>[kN]</b>
	$V_{Rd}$	0,678	[N/mm <sup>2</sup> ]

**§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE**

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **1760,00** [kN]

## 7.5.2 Verifica fondazione

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	70	[mm]
Altezza utile della sezione	d	530	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	24	[mm]
Numero dei ferri correnti	n <sub>1</sub>	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n <sub>2</sub>		[-]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	2262	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' <sub>1</sub>	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$		[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' <sub>2</sub>		[-]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	$\omega_s$	0,0783	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	$\delta$	0,1321	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	$\rho$	0,6944	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	$\xi_{2a}$	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	$\xi_{2b}$	0,2593	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 3	$\xi_3$	0,2995	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	$\beta_{2a}$	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	$\beta_{2b}$	0,8095	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,2122	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	0,8776	[-]
Coefficiente $\alpha'_s$ per il Campo 3	$\alpha'_{s(3)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	$\omega_{2a}$	0,1303	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	$\omega_{2b}$	0,5373	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 3	$\omega_3$	1,6971	[-]
	$\omega'_3$	0,7562	[-]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0,1345	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	71,31	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0,0016	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0,0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0,5759	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0,3625	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0,0146	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	5,72	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	0,0000	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b>M<sub>Rd</sub></b>	<b>445,83</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b>M<sub>Ed</sub></b>	<b>310,3</b>	<b>[kNm]</b>

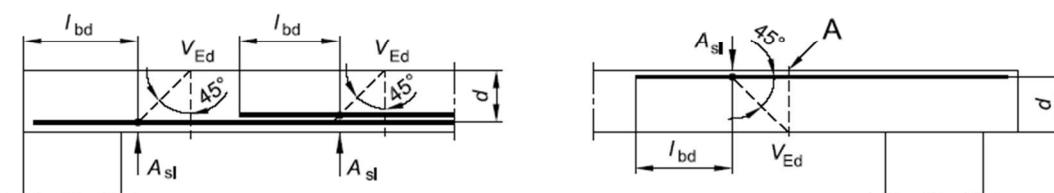


DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	278,18	[kN]
	$N_{Ed}$	0,0	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Area omogeneizzata	$A_{om}$	653658	[mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_{cp}$	0,0	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,61	[-]
		1,61	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,004267824	[-]
		0,004267824	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



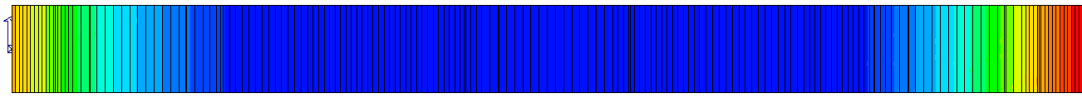
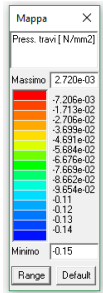
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	245,41	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	215,23	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **245,41** [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	14	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	5	[-]
Passo delle staffe	s	400	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio minima	$A_{sw,min}$	600	[mm <sup>2</sup> /m]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	477	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>359,16</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	10,67	[MPa]
Coefficiente maggiorativo per sforzo assiale	$\alpha_c$	1,00	
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>2544,00</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	6542,22	[mm]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>359,16</b>	<b>[kN]</b>
	$V_{Rd}$	0,678	[N/mm <sup>2</sup> ]

**§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE**

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **2826,67** [kN]



Massime pressioni sul terreno – SLU (configurazione con 3 treni)

**FONDAZIONI DIRETTE** PLINTO N. (compilare i campi in arancione)

TERRENO					
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2 < 45^\circ$
$\gamma 1$	=	20,00	kN/mc	peso specifico efficace	
$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo	
$\gamma 2$	=	20,00	kN/mc	valore di $\gamma$ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$	
c	=	0,00	0,00 kN/mq	coesione c'	
$\varphi$	=	25	25,00 °	attrito interno terreno sottostante la fondazione	$\varphi'$
Zw	=	10,00	m	profondità falda	

GEOMETRIA FONDAZIONE				FONDAZIONE RIDOTTA	
B	=	100	cm	lato fondazione	eb= 0,00 m ---> B'= 1,00 m
L	=	1230	cm	lunghezza fondazione	el= 0,00 m ---> L'= 12,30 m
H	=	60	cm	altezza suola fondazione	
D	=	440	cm	profondità di posa	

CARICO LIMITE		PRESSIONE AGENTE		FS	
qlim	=	1481,83	kN/mq	q=	150,00 kN/mq
		14,82	kg/cmq		1,50 kg/cmq
<b>FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd</b>				277,53	OK verificato

## 7.6 Verifiche SLE

### 7.6.1 Verifica muri

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	229,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	70	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	330	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3079	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	128,15	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	2647635182	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>11,10</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>262,34</b>	<b>[MPa]</b>

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	200,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	70	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	330	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3079	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	128,15	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	2647635182	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>9,71</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>229,34</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	70 [mm]
Altezza utile della sezione	d	330 [mm]
Area dell'armatura tesa	As	3079 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A's	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	Srif.max	270 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>200,55 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,15 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	229,34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	90,6154522 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	90615,4522 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03398 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000932 [-] 0,000932 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	28,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	276,10 [mm] 276,10 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2574 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>223,64 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	128,15 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	255,74 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	90,6154522 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	90615,4522 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03398 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	$\alpha_e$	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001064 [-] 0,001064 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	28,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	276,10 [mm] 276,10 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2939 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,4 [mm]</b>

## 7.6.2 Verifica fondazione

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	267,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	70	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	530	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2262	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	148,83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	6174891132	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>6,46</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>248,01</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	218,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	70	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	530	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2262	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	148,83	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	6174891132	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>5,27</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>202,33</b>	<b>[MPa]</b>

<b>CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS</b>			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	70	[mm]
Altezza utile della sezione	d	530	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	2262	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	260	[mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>218,51</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,83	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	202,33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	150,389641	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	150389,641	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01504	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000573	[-]
		0,000607	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	407,27	[mm]
		407,27	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2472</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>257,98</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	148,83	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	238,87	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	150,389641	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	150389,641	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01504	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,00	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000756	[-]
		0,000756	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	407,27	[mm]
		407,27	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,3079</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,4</b>	<b>[mm]</b>

## 8 Progettazione sezione D

La struttura oggetto di progettazione è costituita da una sezione scatolare a due fornici, la cui fondazione è una platea continua di 60cm, la cui soletta di copertura ha uno spessore 100cm ed i tre muri sono spessi 40cm. Sono previsti giunti della sovrastruttura ogni 10m.

Data la geometria della struttura, la struttura è stata progettata per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

È stata prevista la contemporaneità dei treni, con massimo due binari e due treni LM 71.

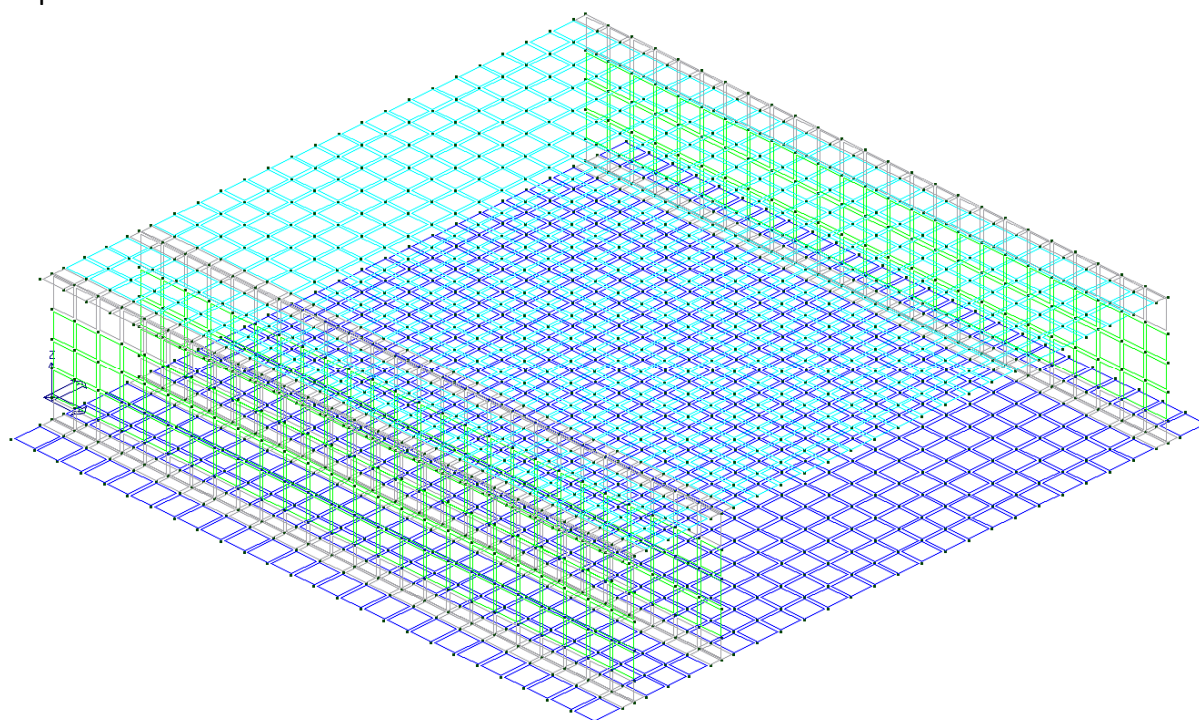
Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 (LM 71" + "SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 (LM 71" + "SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71" + "SW/0)	-

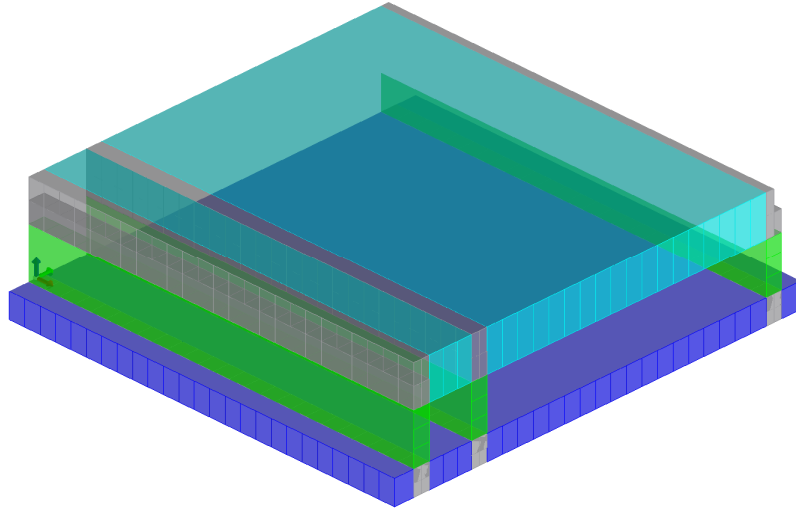
<sup>(1)</sup> LM71 " + " SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

La modellazione è stata condotta utilizzando elementi D3 SHELL per fondazioni, setti ed impalcato.



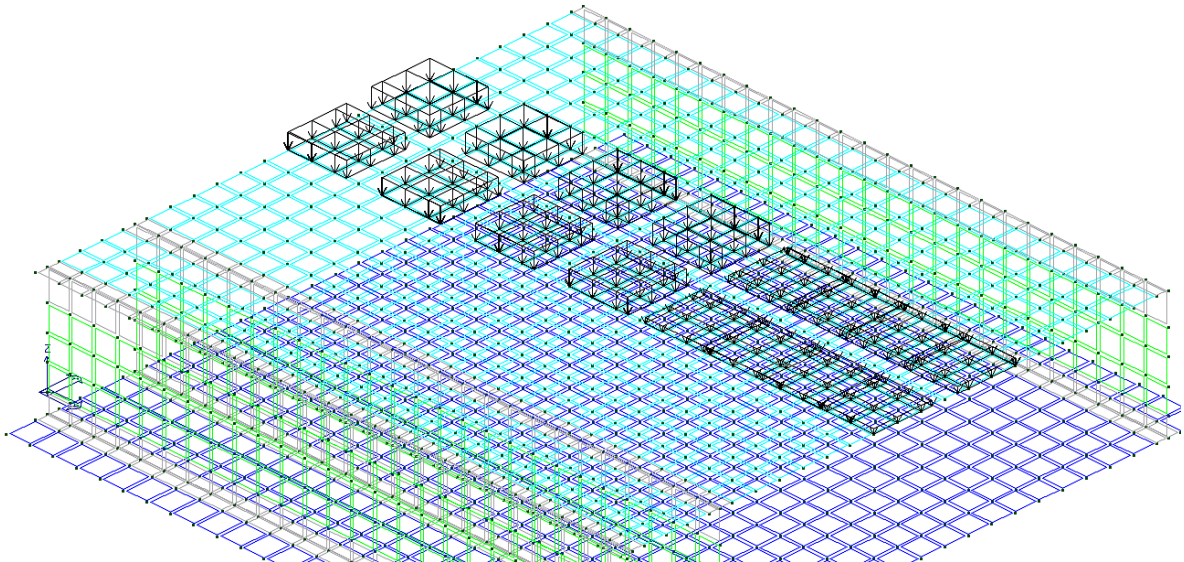
Nodi: 1794 (0); D3: 1750 (0);



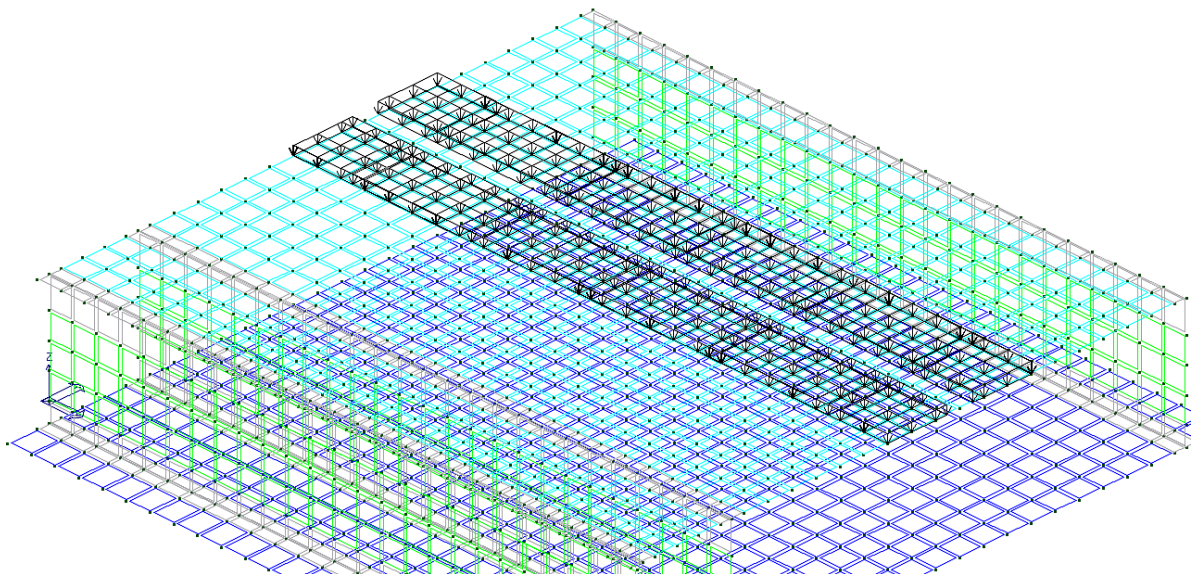
Gli elementi di colore grigio rappresentano elementi infinitamente rigidi, non considerati ai fini delle verifiche strutturali.

Di seguito si presentano per immagini i carichi ferroviari applicati alla struttura

5)  $CDC=Q_k$  (variabile in mezzeria LM71)

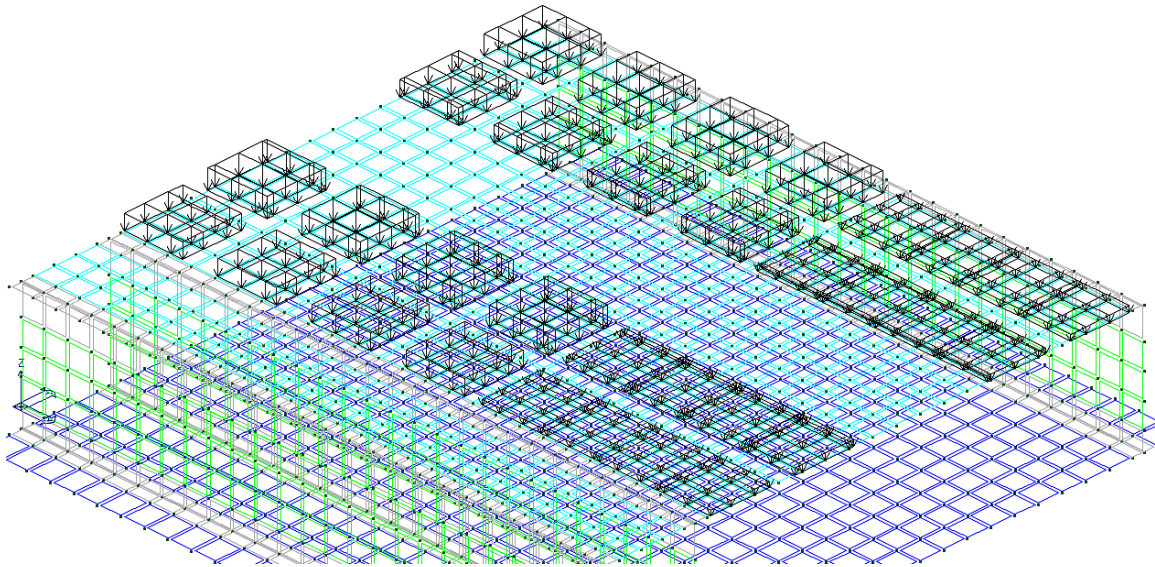


6)  $CDC=Q_k$  (variabile in mezzeria SW2)

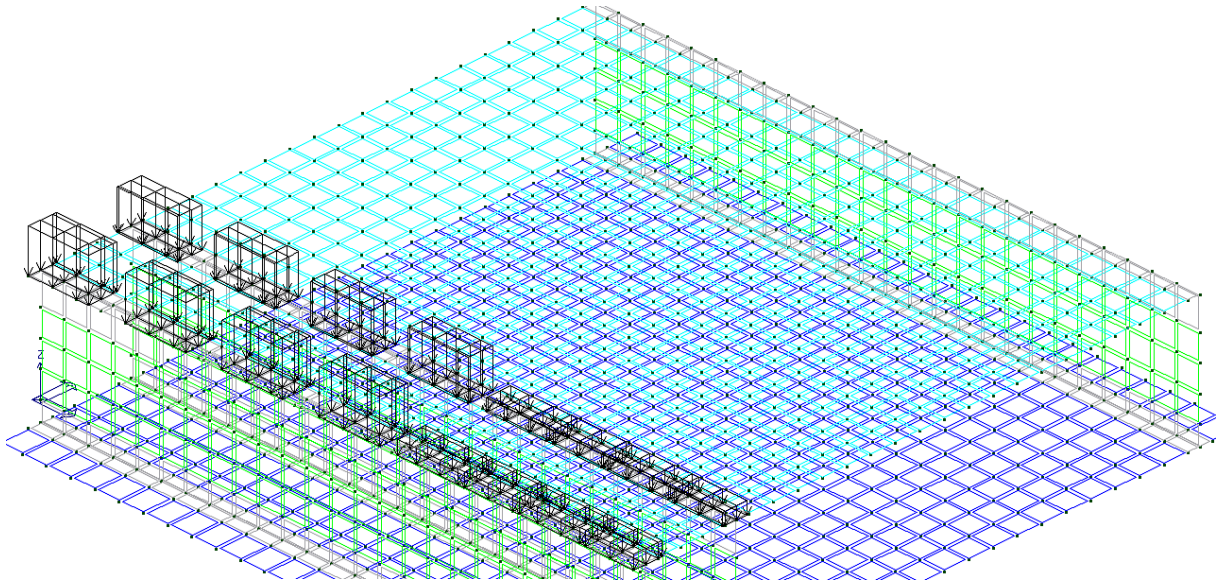




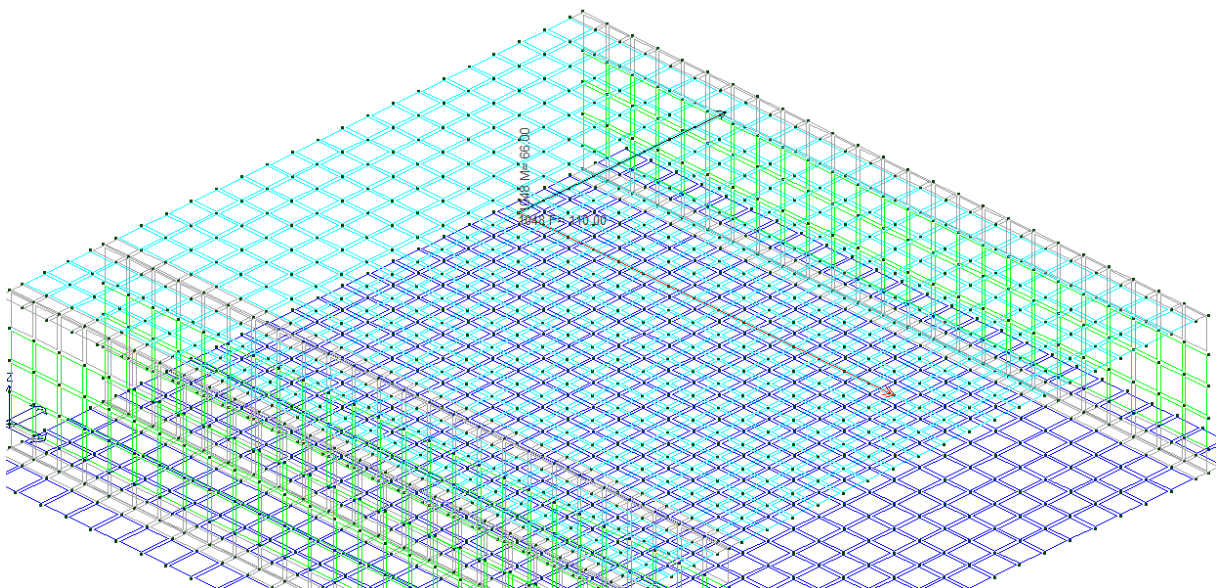
7) CDC=Qk (variabile LM71 binario NO+SE)



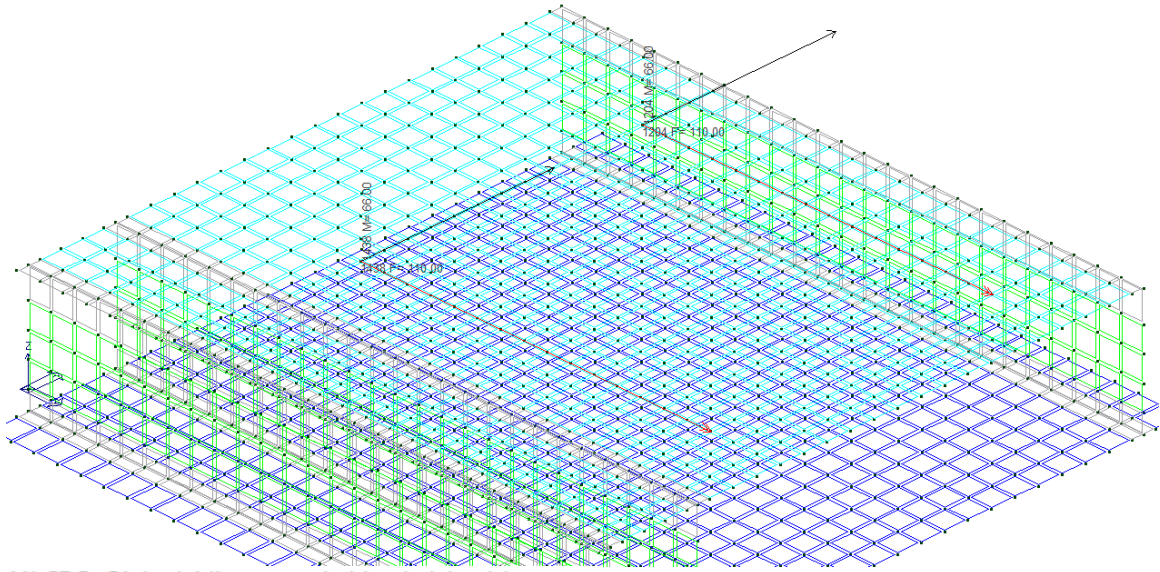
8) CDC=Qk (variabile LM71 binario laterale)



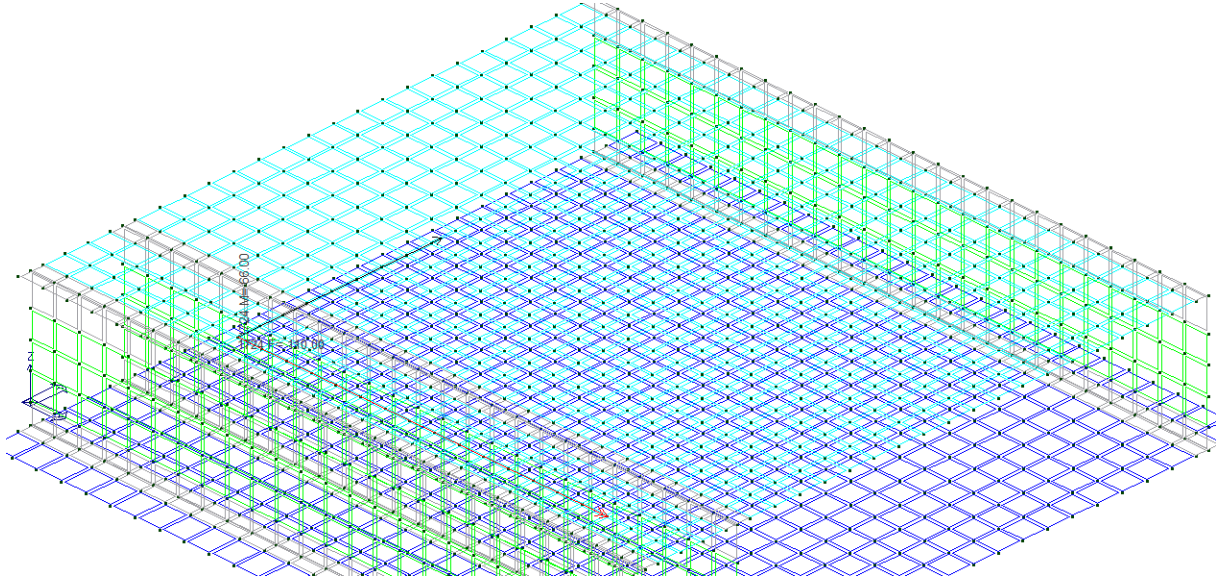
9) CDC=Qk (variabile serpeggio binario mezzeria)



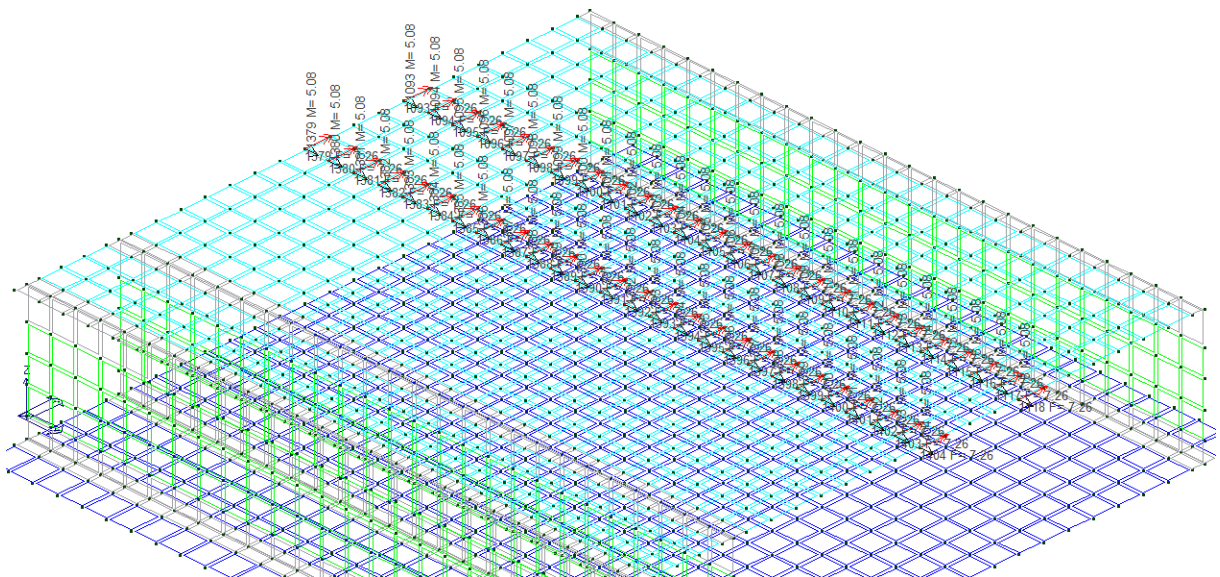
10) CDC=Qk (variabile serpeggio binario NO+SE)



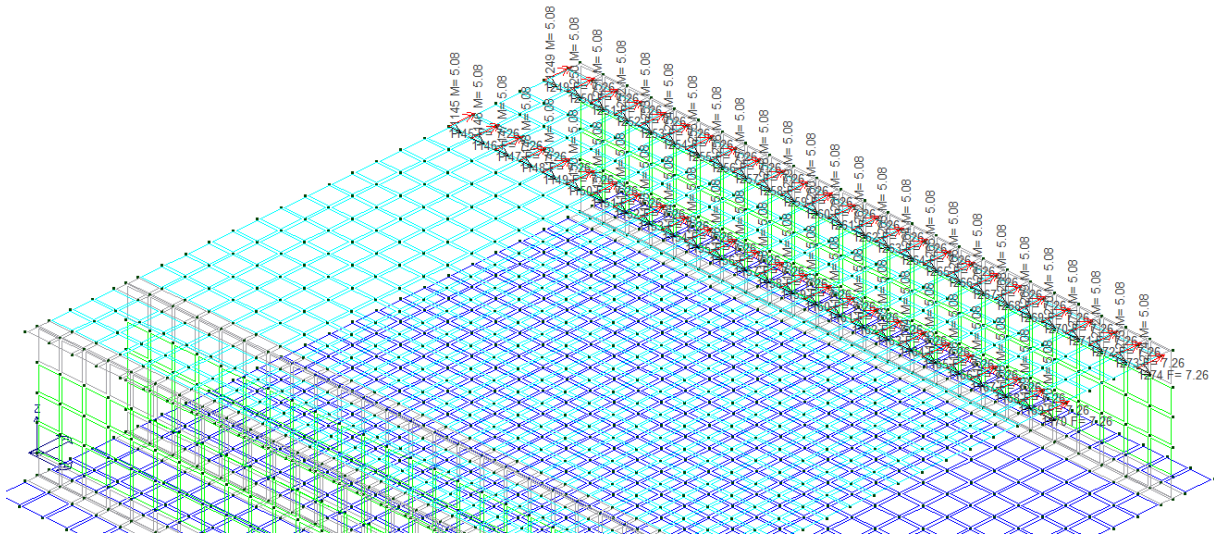
11) CDC=Qk (variabile serpeggio binario laterale)



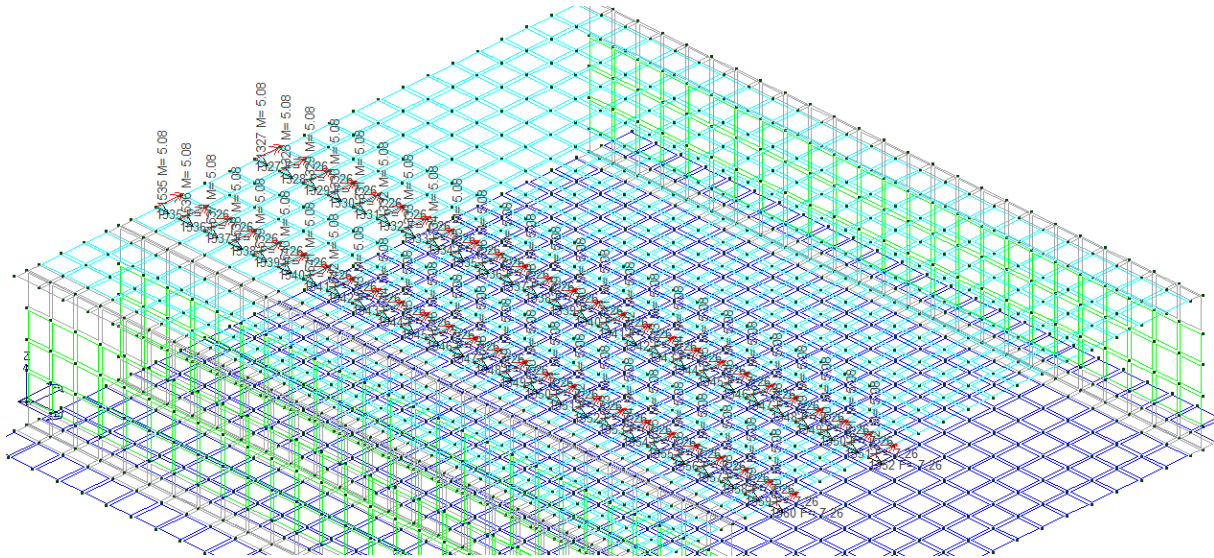
12) CDC=Qk (variabile frenatura binario mezzeria)



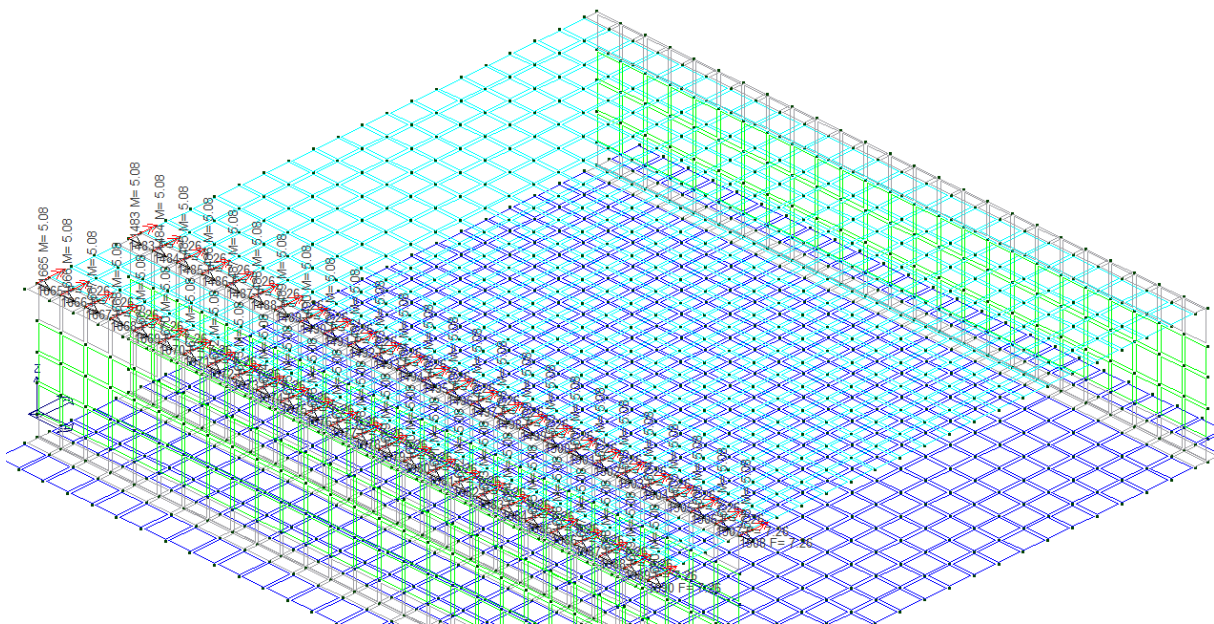
13) CDC=Qk (variabile frenatura binario NO)



14) CDC=Qk (variabile frenatura binario SE)



15) CDC=Qk (variabile frenatura binario laterale)



## 8.1 Caratteristiche terreno

### Strato di rinfiango

Descrizione	Terreno di rinfiango	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

### Terreno al di sotto della fondazione

Descrizione	Terreno naturale	
Peso di volume	2000.00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000.00	[kg/mc]
Angolo di attrito	25.00	[°]
Coesione	0.00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler verticale	10.00	[kg/cm <sup>3</sup> ]





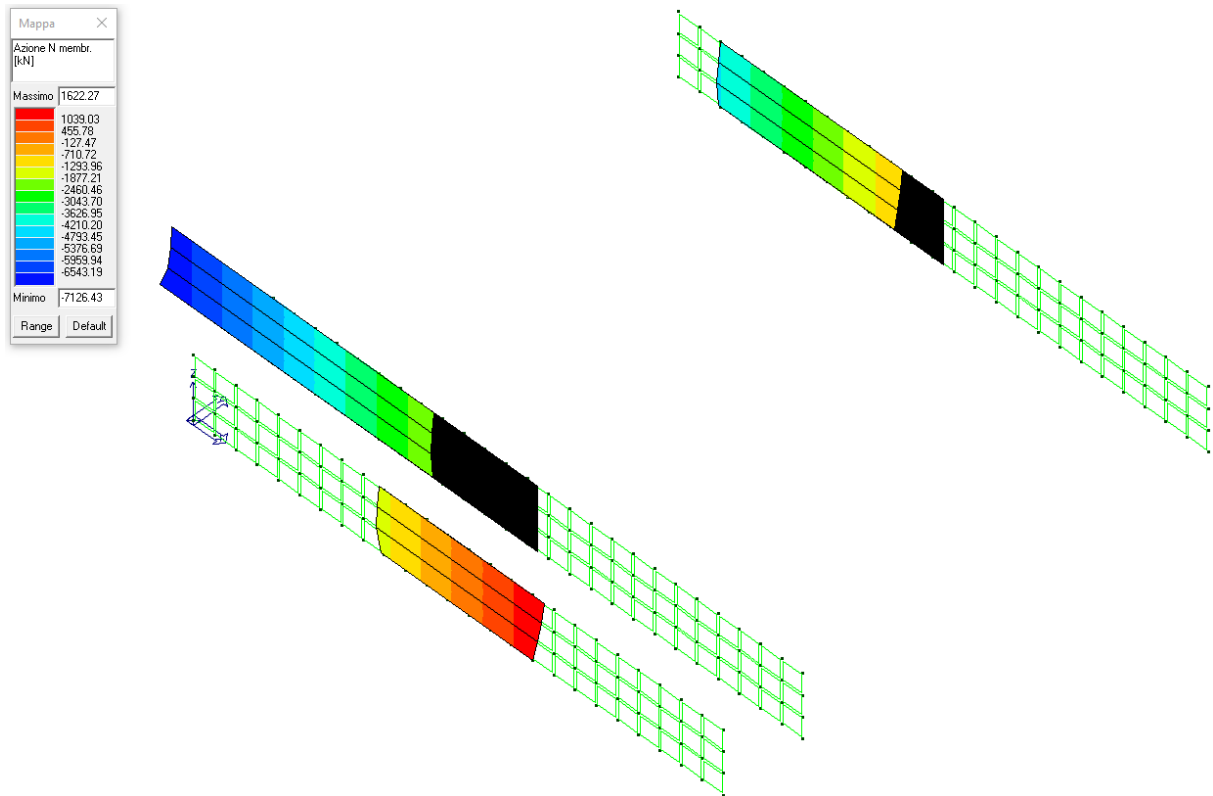




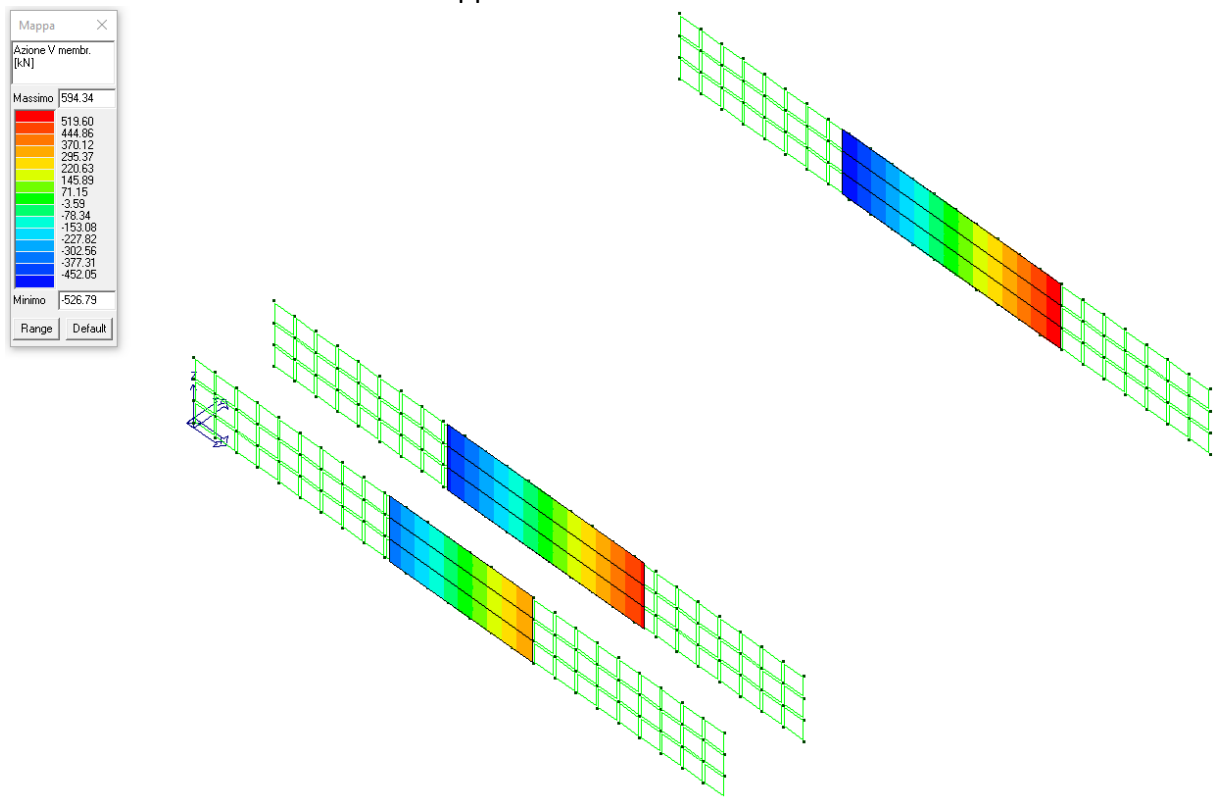




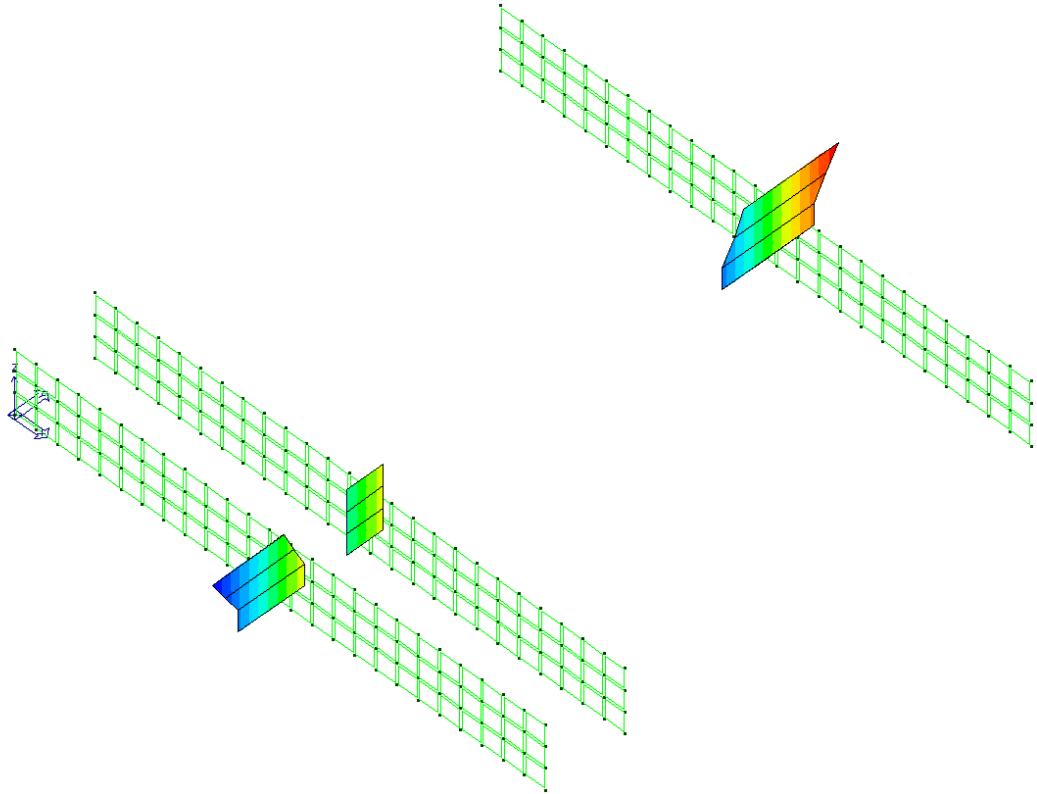
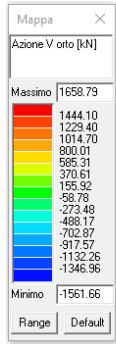
### 8.3 Sollecitazioni



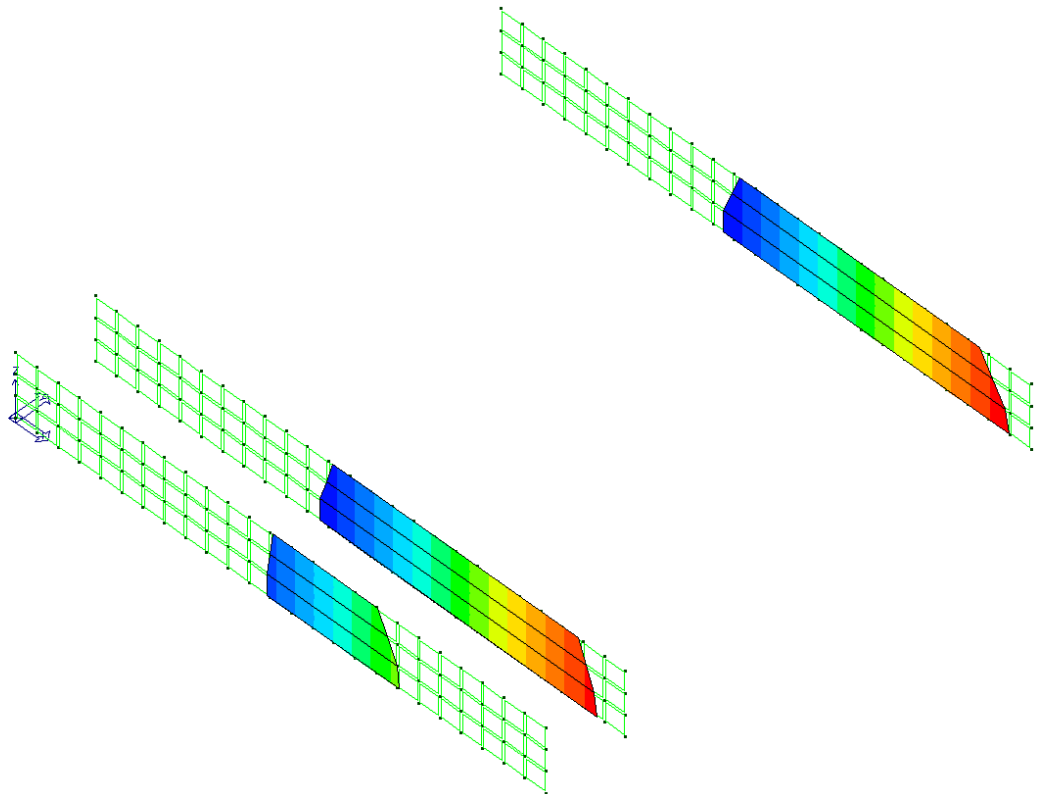
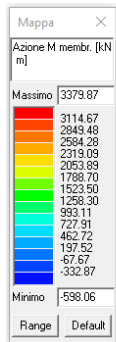
Muri – Involuppo Azioni Normali membranali SLU



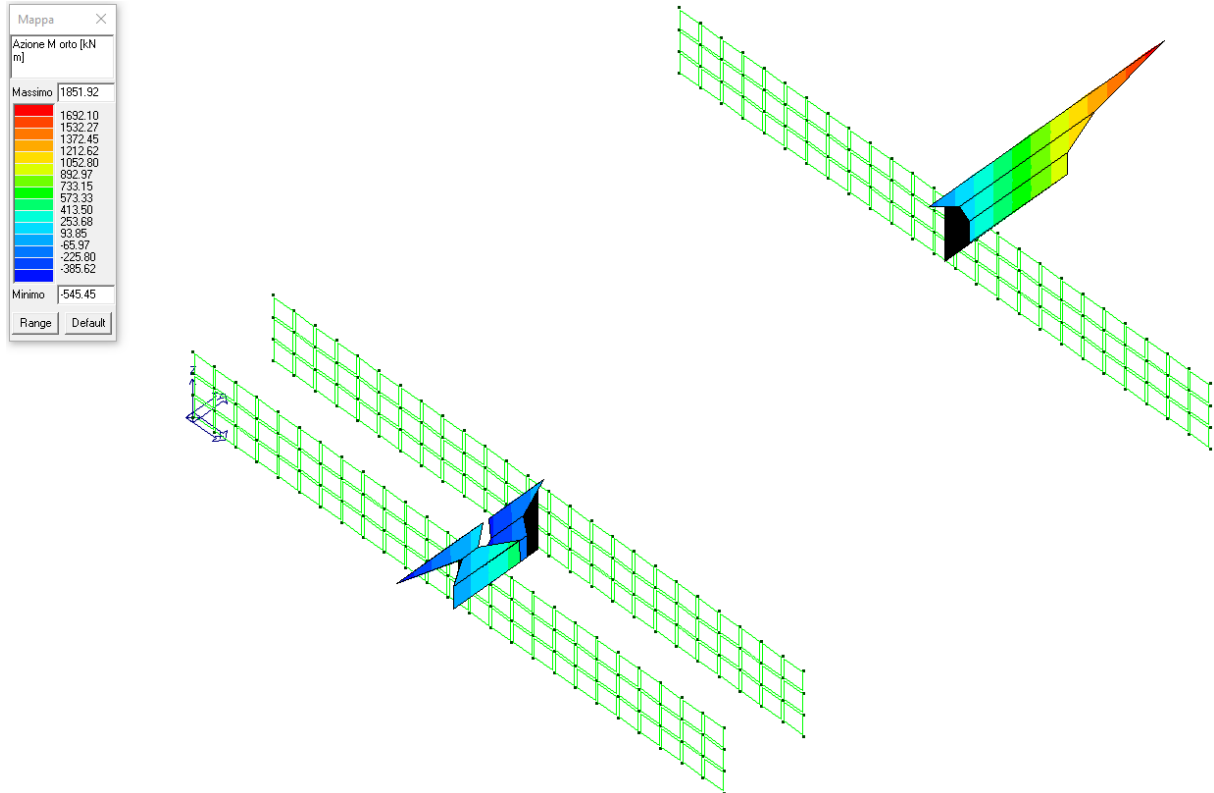
Muri – Involuppo Azioni Taglianti membranali SLU



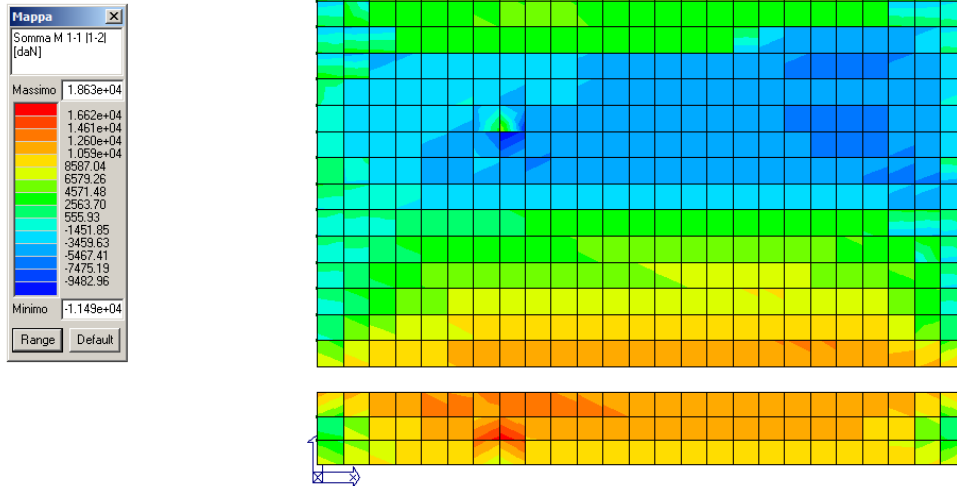
Muri – Involuppo Azioni Taglianti ortogonali SLU



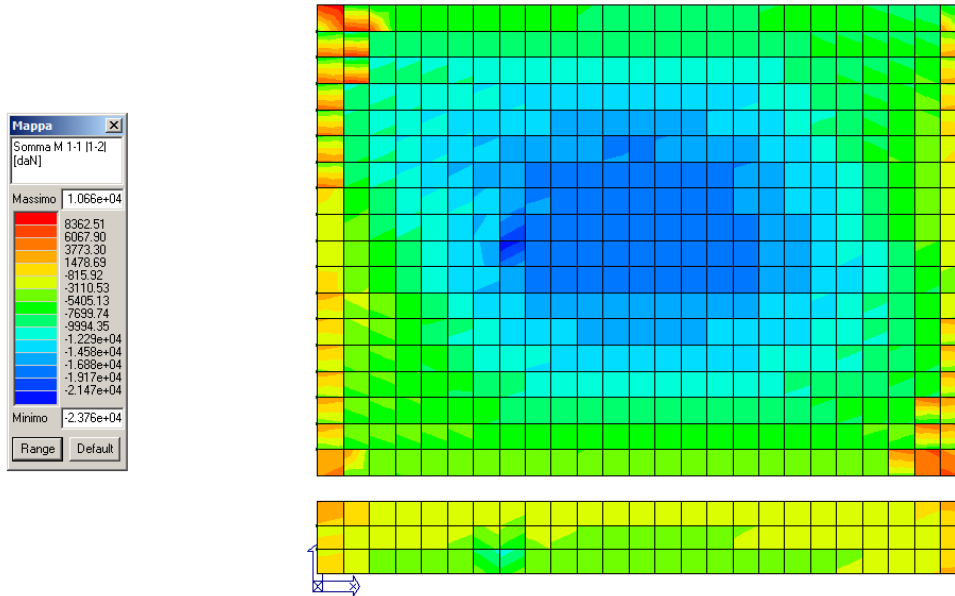
Muri – Involuppo Azioni flettenti membranali SLU



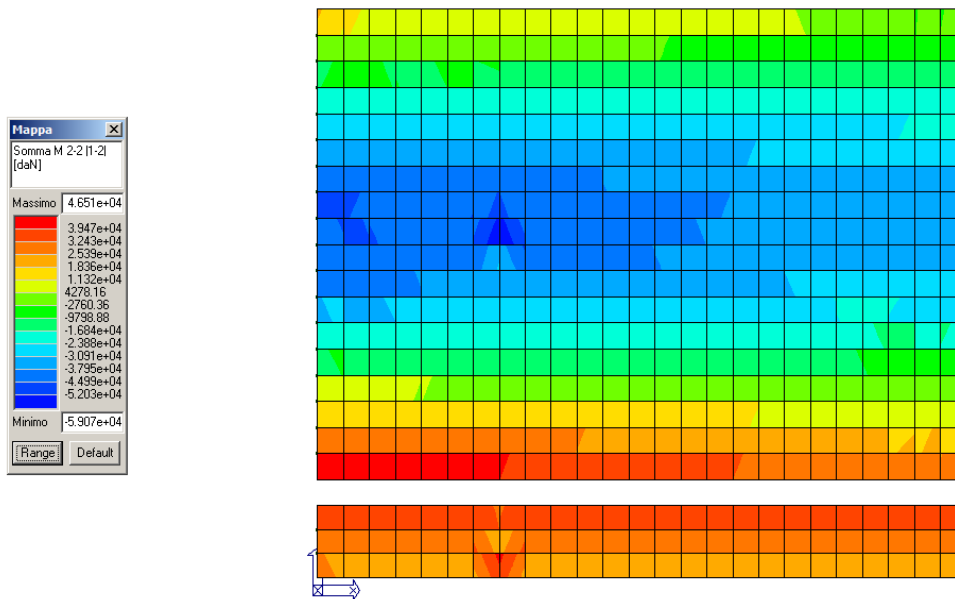
Muri – Involuppo Azioni flettenti ortogonali SLU



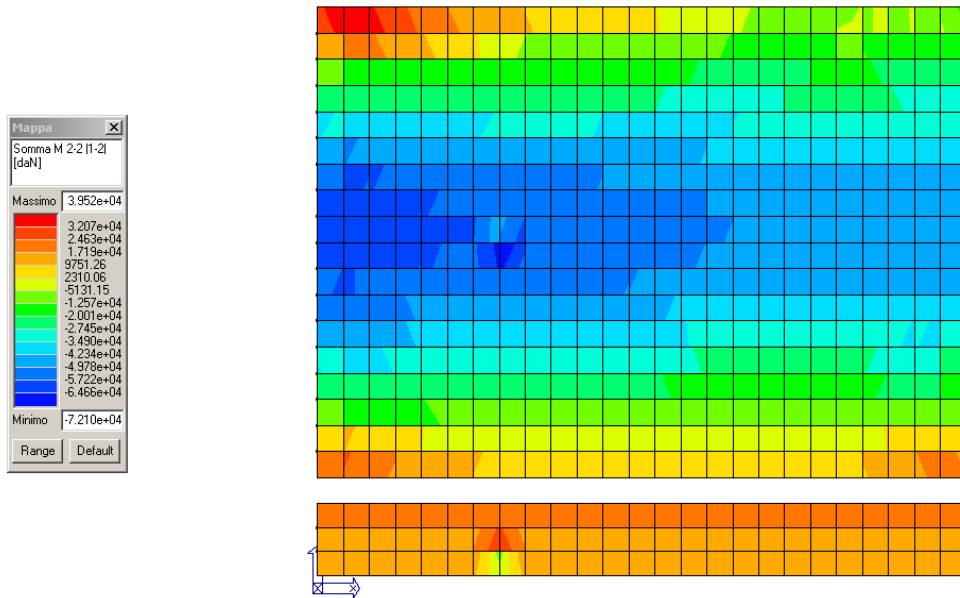
Soletta – Somma M11 | 1-2 | Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto – massimo SLU



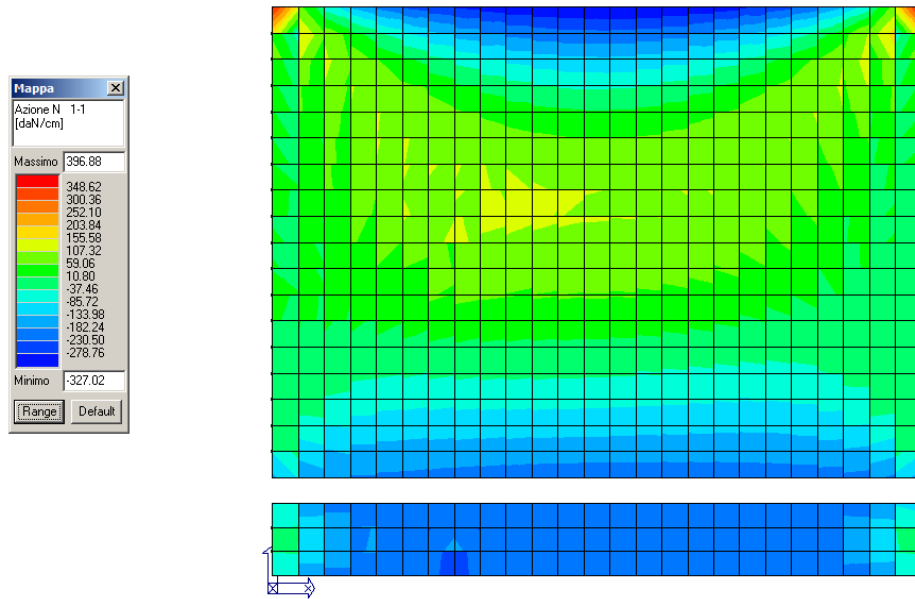
Soletta – Somma M11|1-2| Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto – minimo SLU



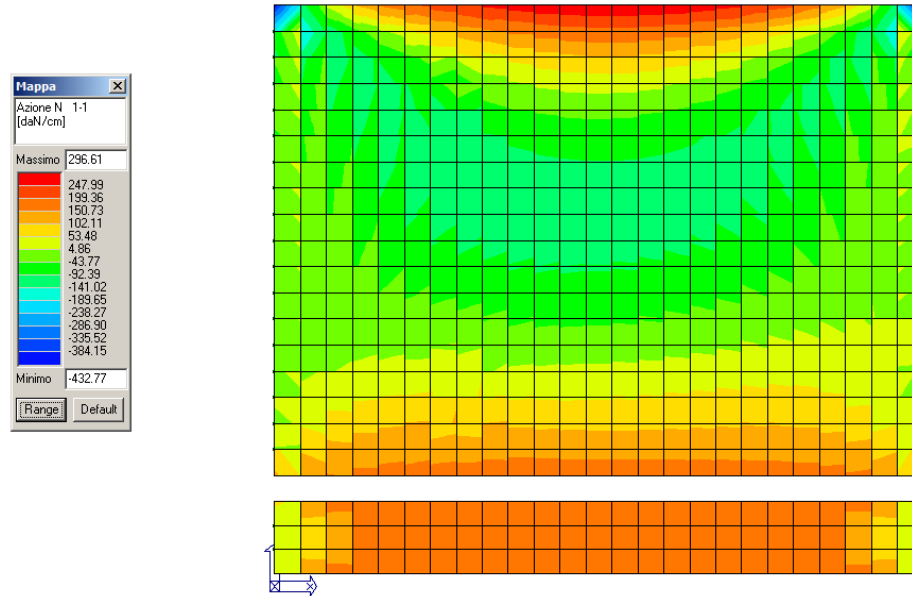
Soletta – Somma M22|1-2| Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto – massimo SLU



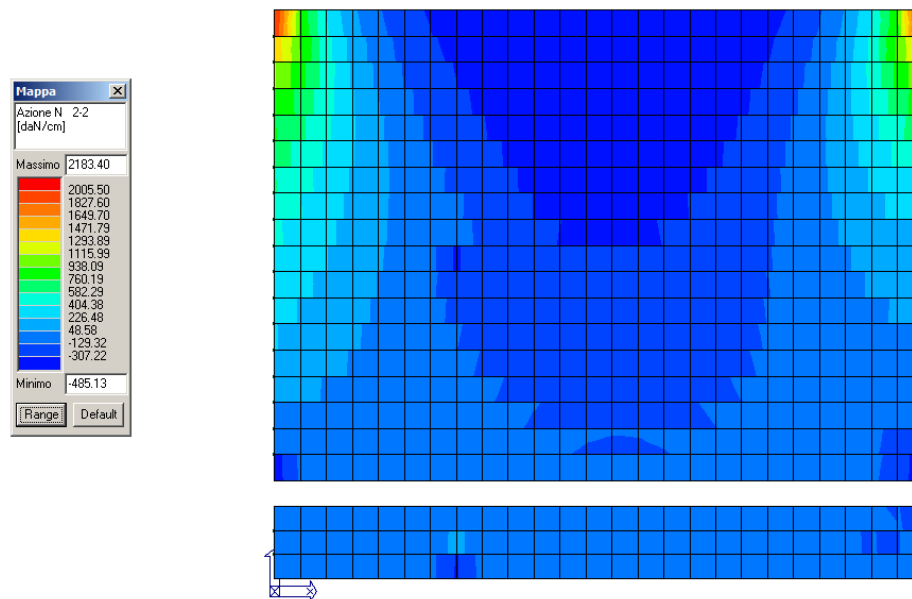
Soletta – Somma M22 | 1-2 | Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto – minimo SLU



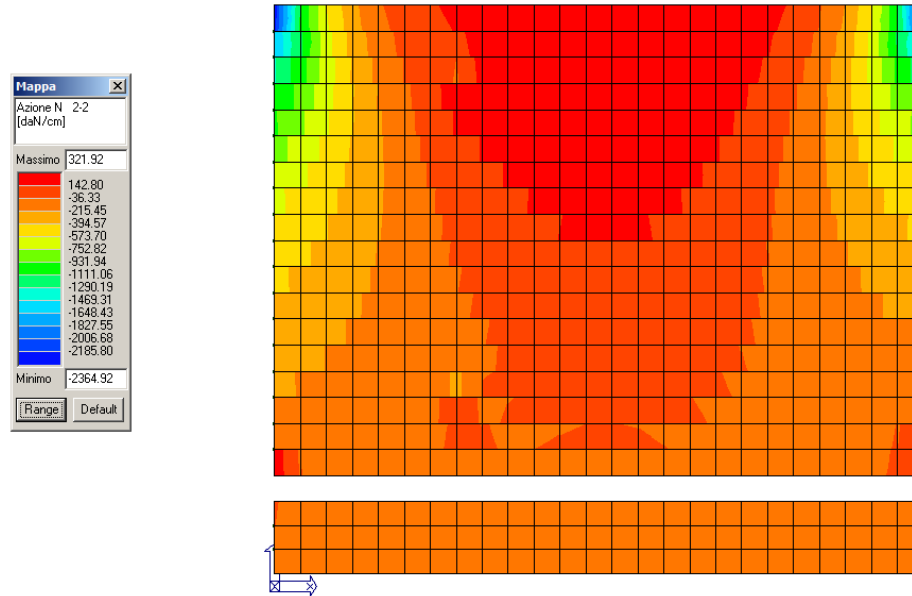
Soletta – Azione N 1-1 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – massimo SLU



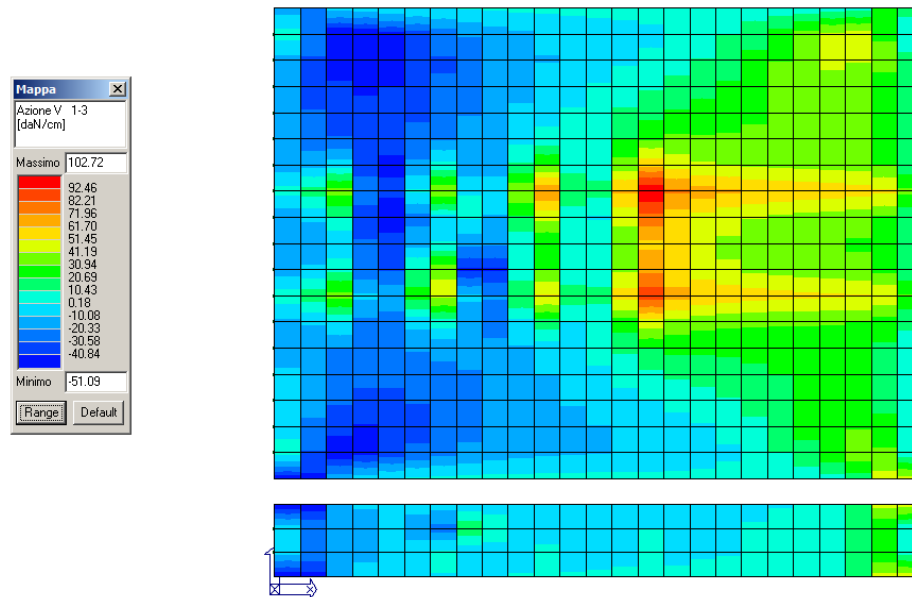
Soletta – Azione N 1-1 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – minimo SLU



Soletta – Azione N 2-2 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – massimo SLU

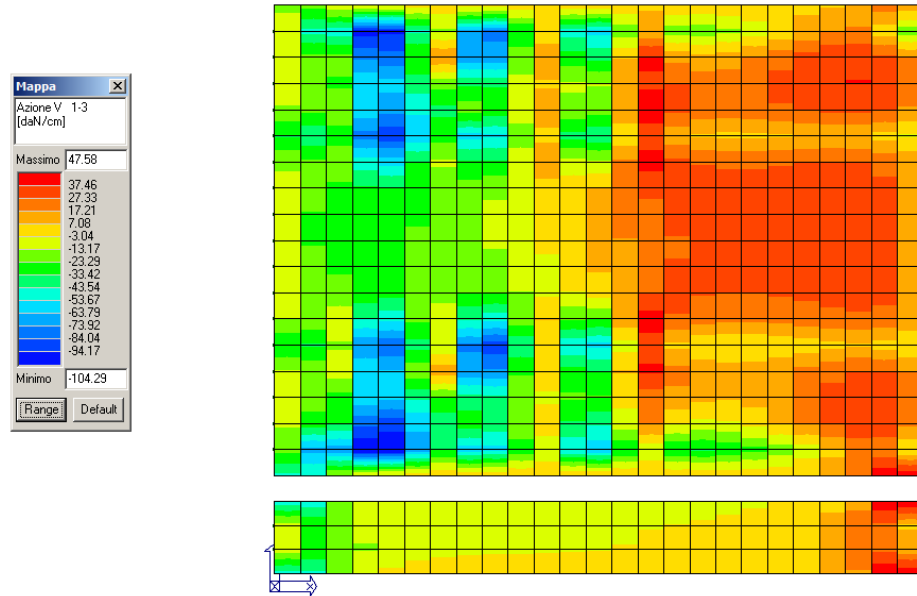


Soletta – Azione N 2-2 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – minimo SLU

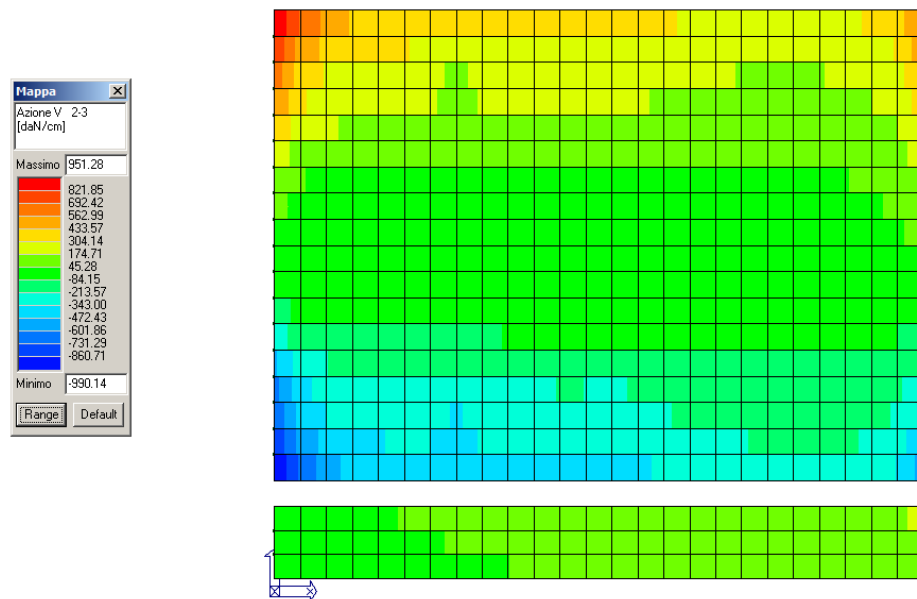


Soletta – Azione V1-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 – massimo SLU

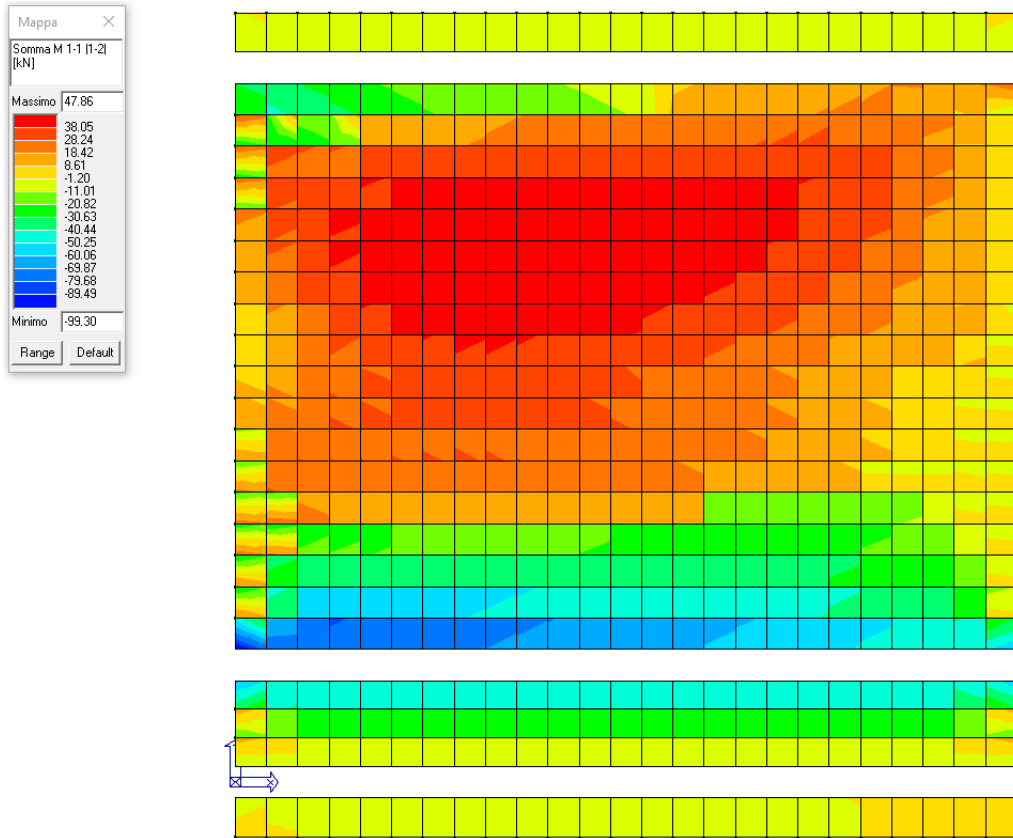




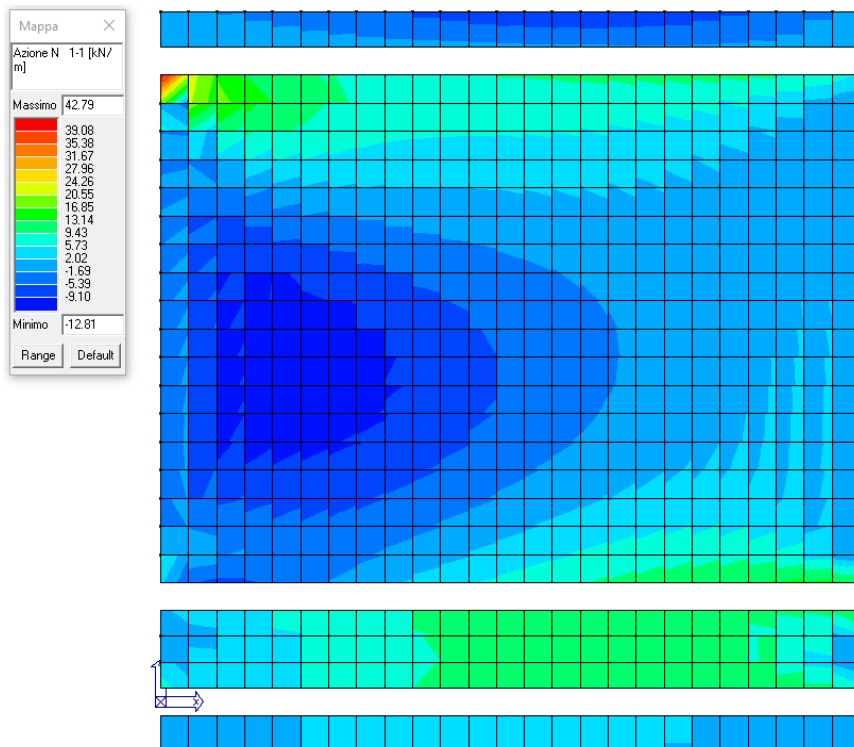
Soletta – Azione V1-3 Mappa cromatica dell’azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all’asse 1) dell’elemento; il segno è positivo se l’azione tagliente è parallela ed equiversa all’asse 3 – minimo SLU



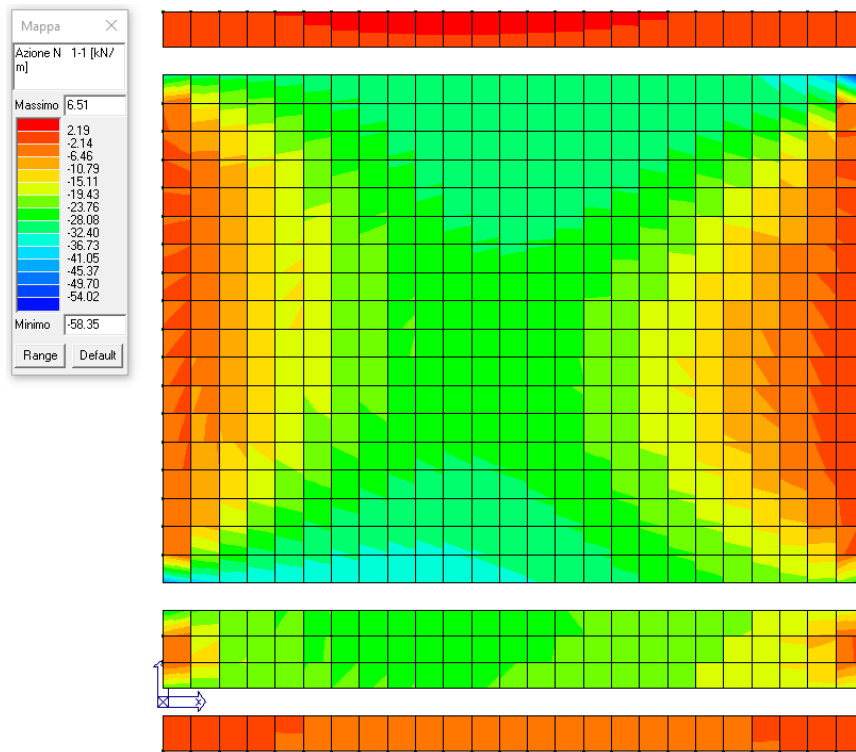
Soletta – Azione V2-3 Mappa cromatica dell’azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 2 (faccia perpendicolare all’asse 2) dell’elemento; il segno è positivo se l’azione tagliente è parallela ed equiversa all’asse 3 – massimo e minimo SLU



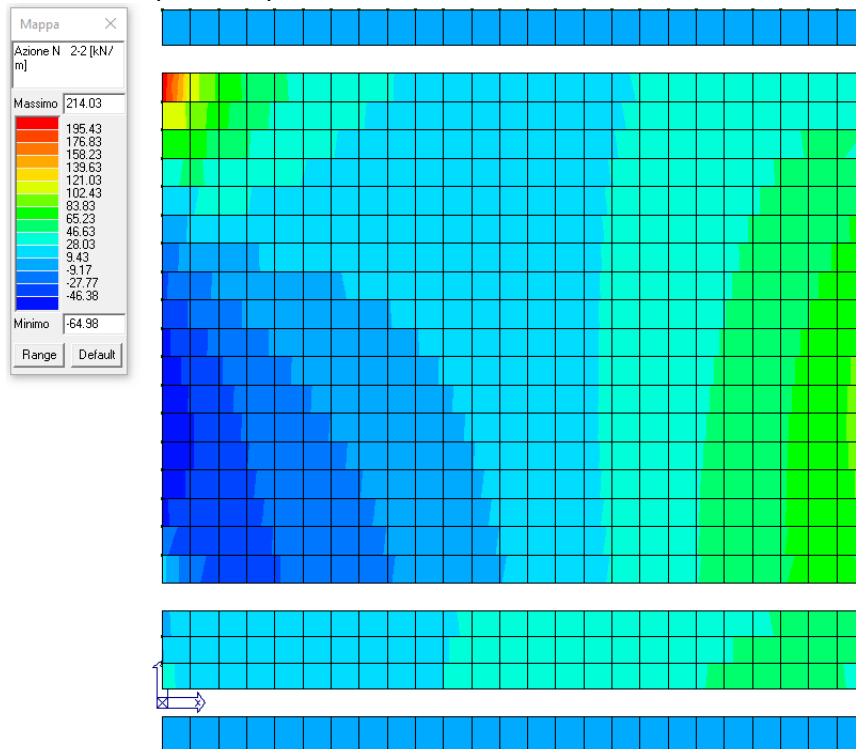
Fondazione – Somma M11|1-2| Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto – massimo e minimo SLU



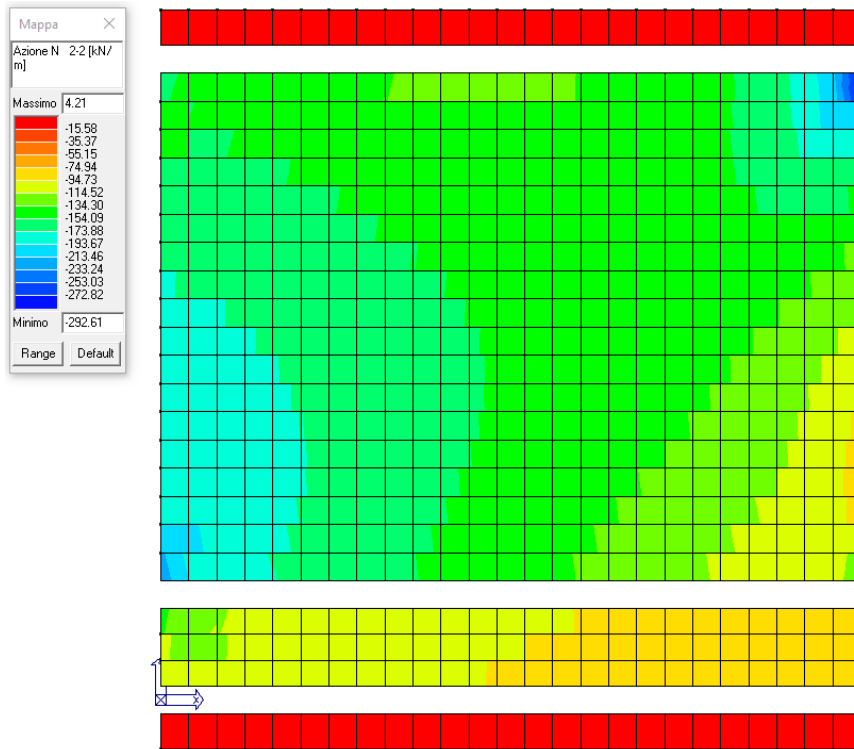
Fondazione – Azione N 1-1 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – massimo SLU



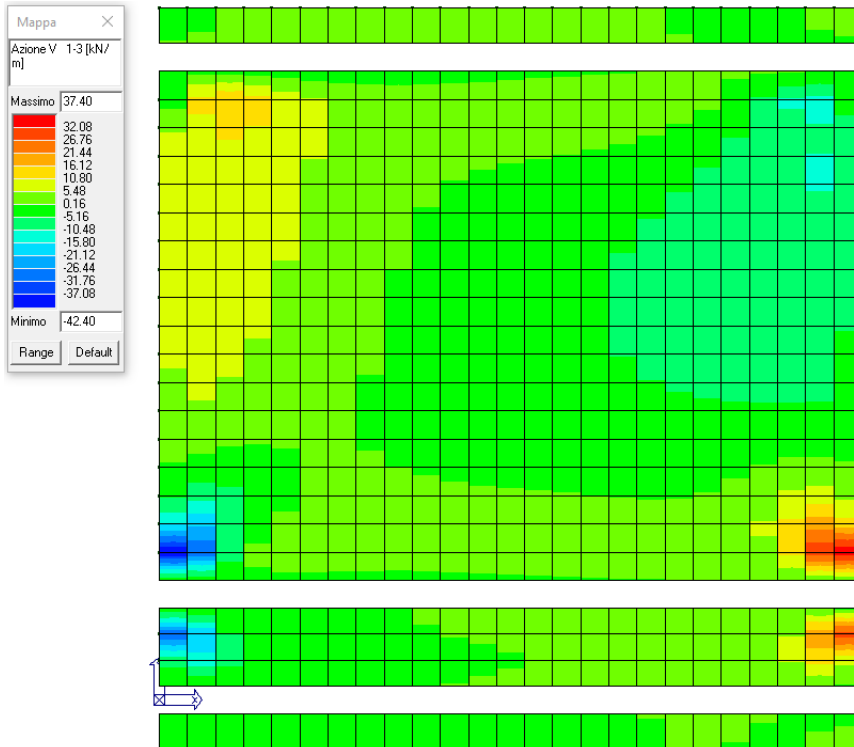
Fondazione – Azione N 1-1 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – minimo SLU



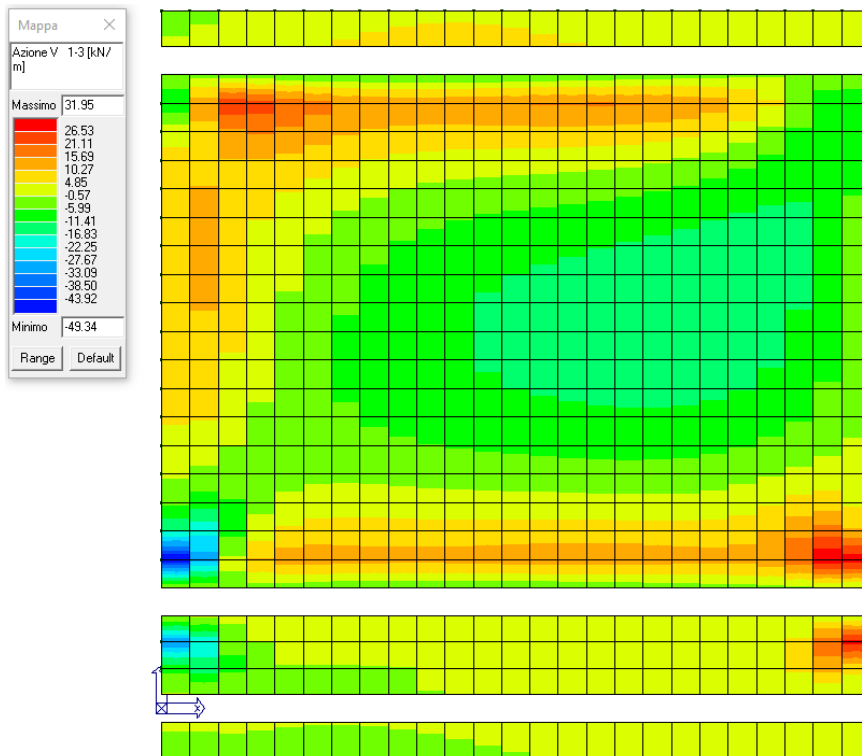
Fondazione – Azione N 2-2 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – massimo SLU



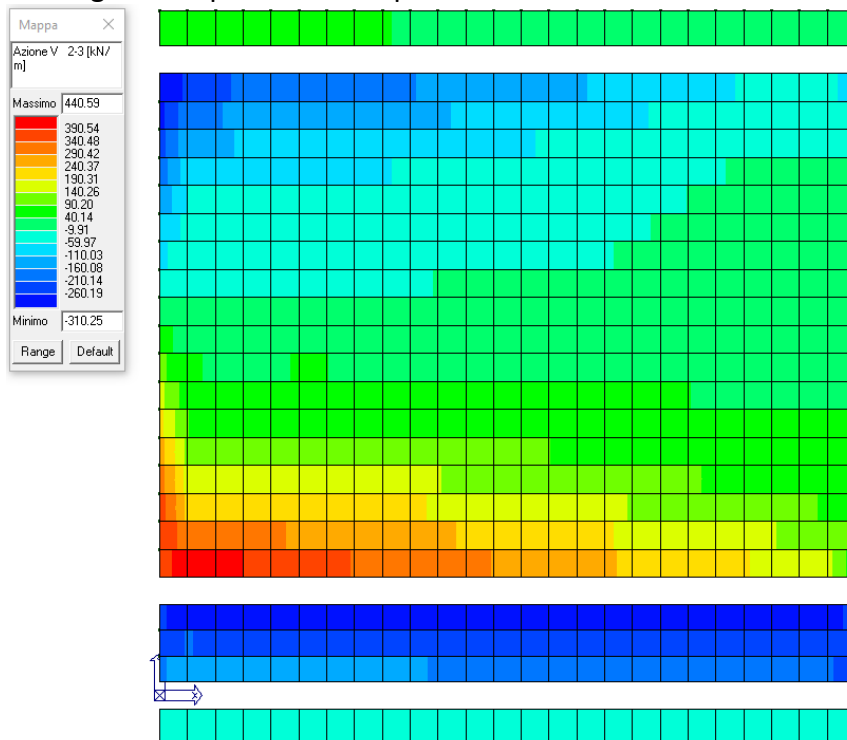
Fondazione – Azione N 2-2 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – minimo SLU



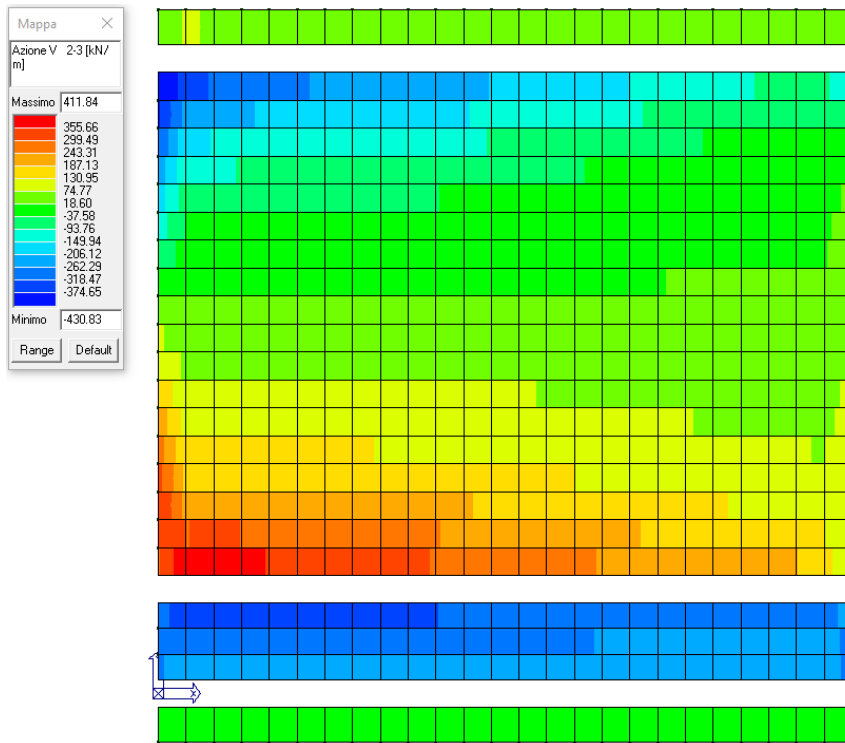
Fondazione – Azione V1-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 – massimo SLU



Fondazione – Azione V1-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 – minimo SLU



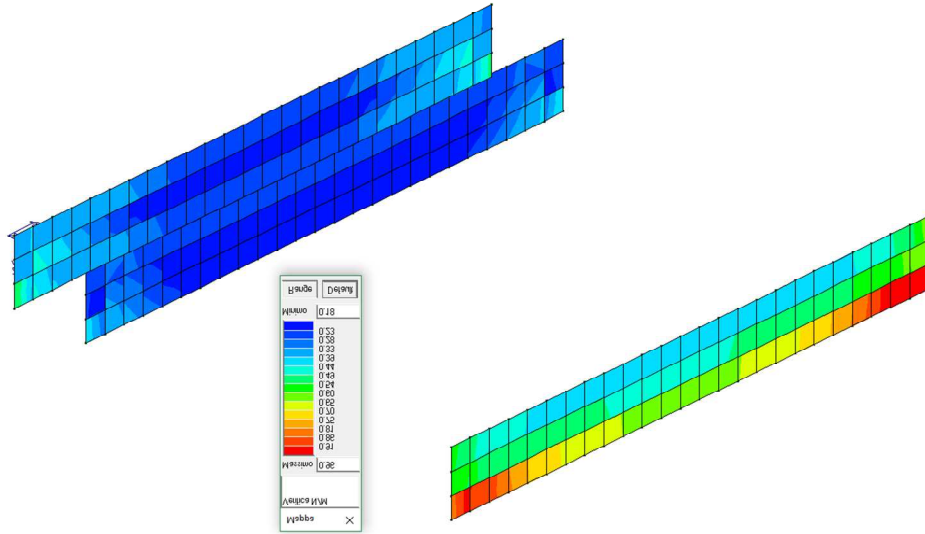
Fondazione – Azione V2-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 2 (faccia perpendicolare all'asse 2) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 – massimo SLU



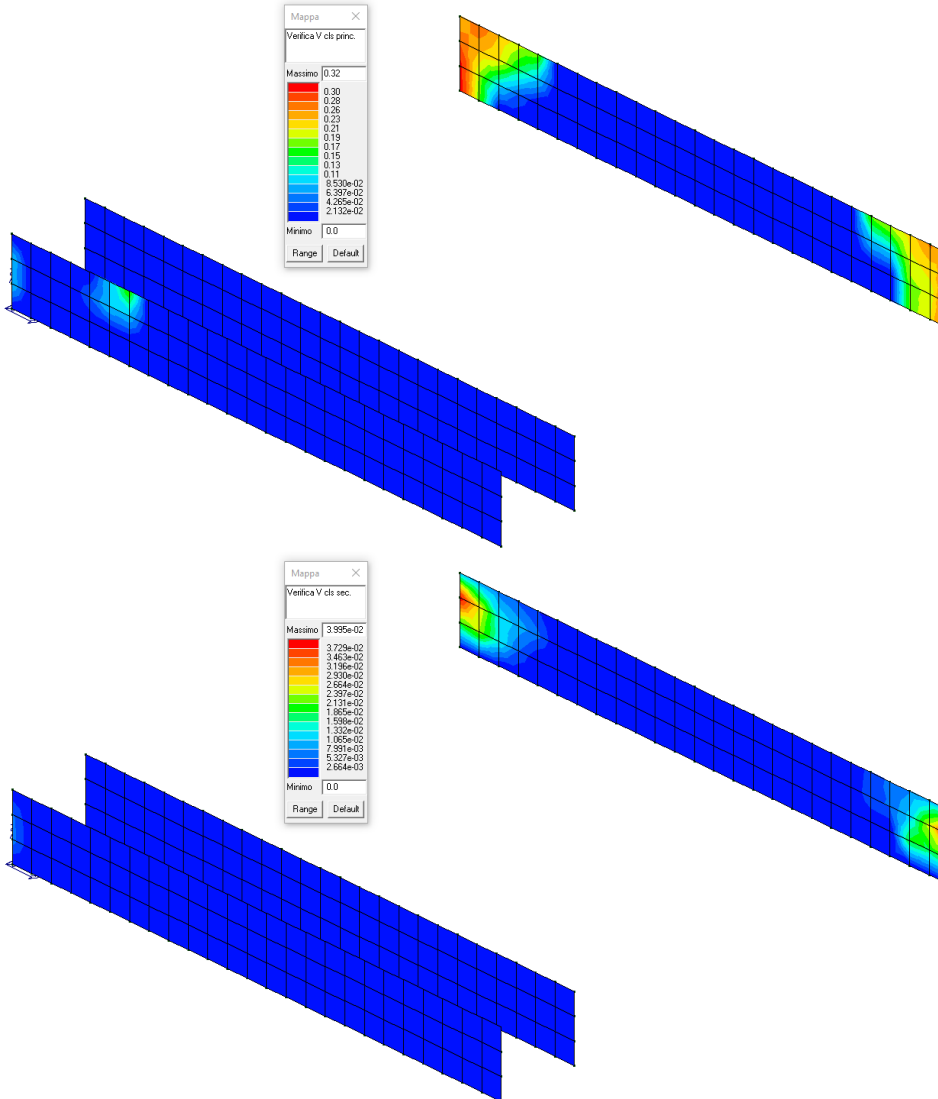
Fondazione – Azione V2-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 2 (faccia perpendicolare all'asse 2) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 – minimo SLU

## 8.4 Verifiche SLU

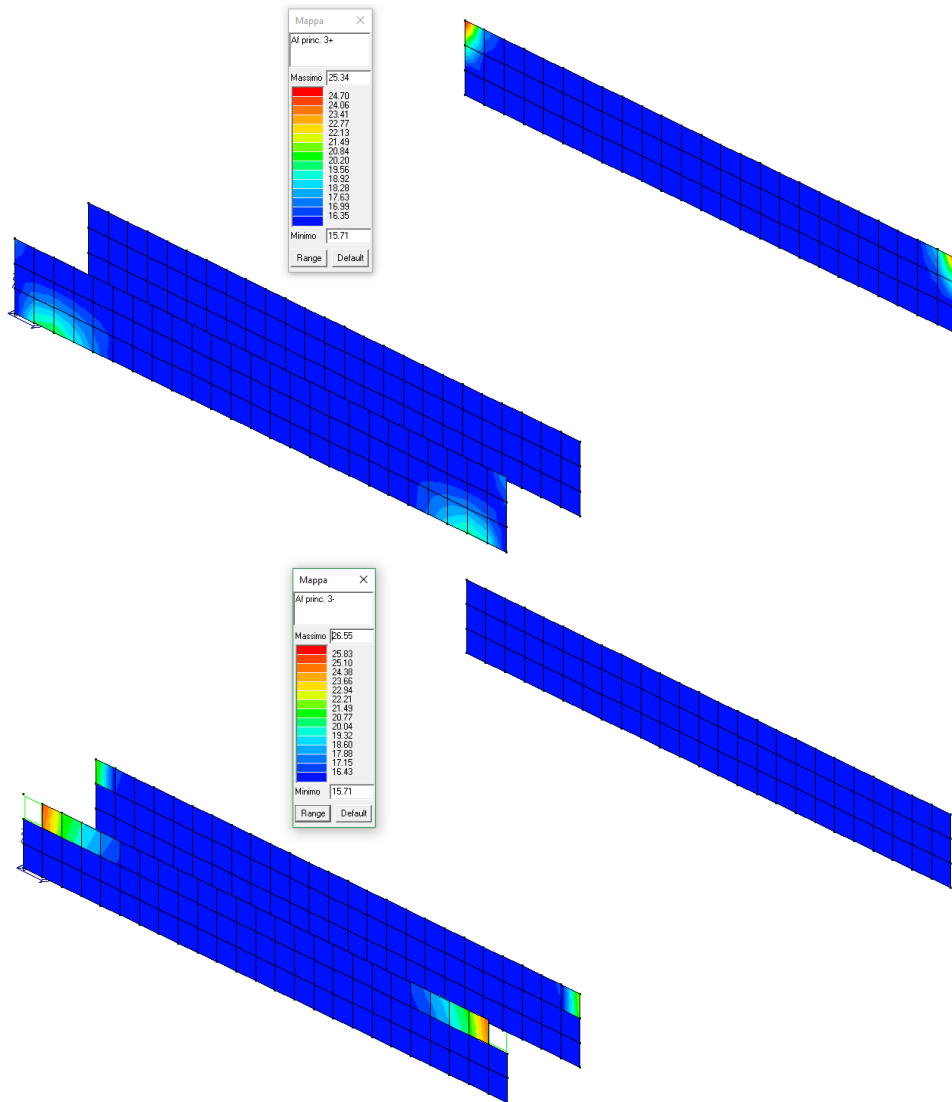
### 8.4.1 Muri



Muri - Verifica N/M; verifica ok se  $\leq 1$

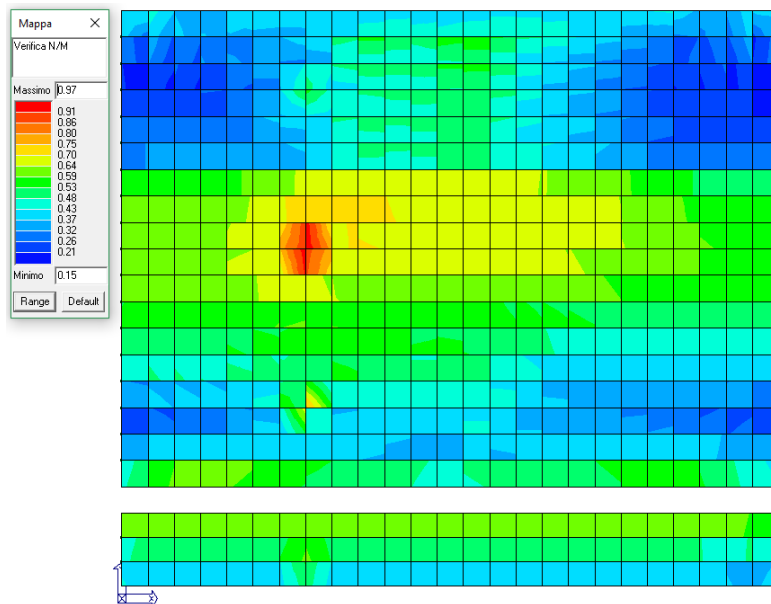


Muri - Verifica a taglio; verifica ok se  $\leq 1$



Muri – Armature Verticali –  $A_f = 26.55 \text{ cm}^2/\text{m} = 1+1 \text{ d}26/20$

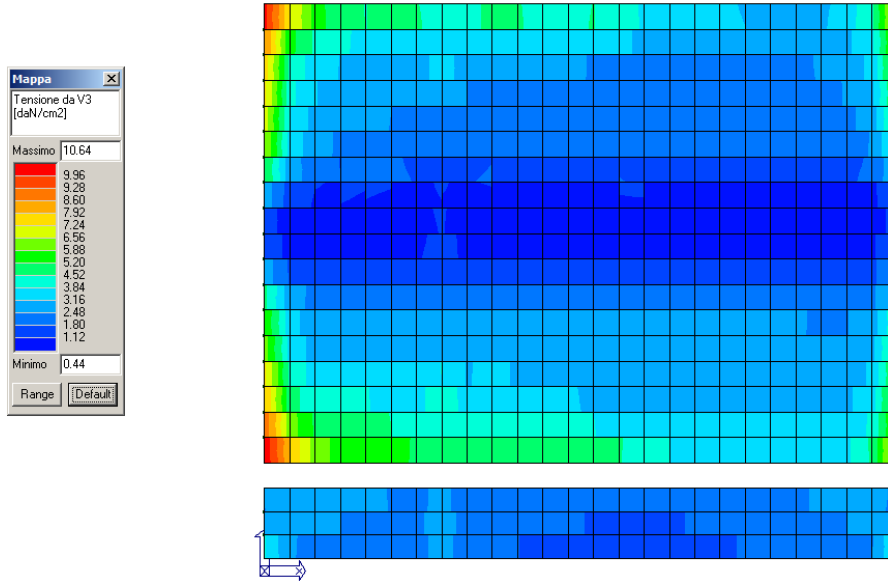
### 8.4.2 Soletta



Soletta - Verifica N/M; verifica ok se  $\leq 1$



La verifica a taglio viene effettuata controllando che la tensione agente  $v_{Ed}$  sia ovunque inferiore alla tensione resistente  $v_{Rd}$ , considerando che la sezione di verifica è effettuata a distanza “d” dall’attacco al muro.



**ARMATURA LONGITUDINALE TESA**

n°	φ[mm]	Area	Copriferro all'asse delle armature tese
5	24	22.62	c 7.8 cm
Af		22.62 cm <sup>2</sup>	

**resistenza a taglio di elementi quali solai e piastre, privi di armatura trasversale**

$V_{Rd}$  329.96 kN; pari a 3.6 kg/cm<sup>2</sup>  $\rho_l = 0.002$  ; k = 1.466

**armatura a taglio**

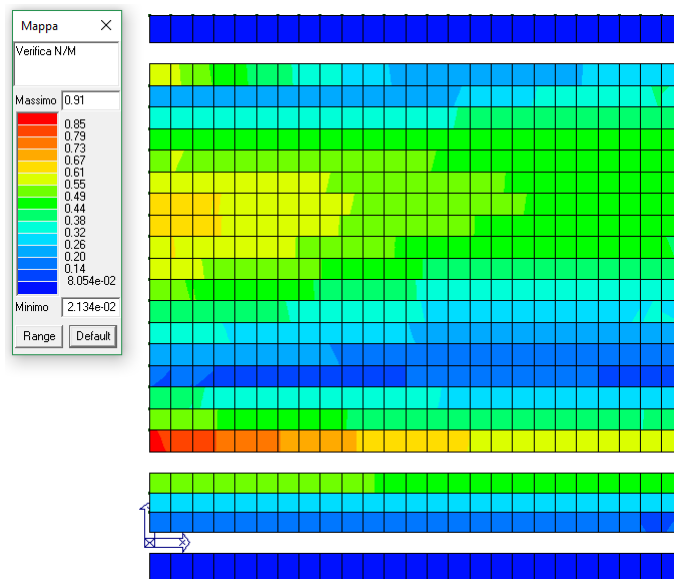
Staffe 5 braccia φ 14 / 40 (Asw/s 1.92 mm<sup>2</sup>/mm)

**resistenza a taglio**

cotg θ 2.5

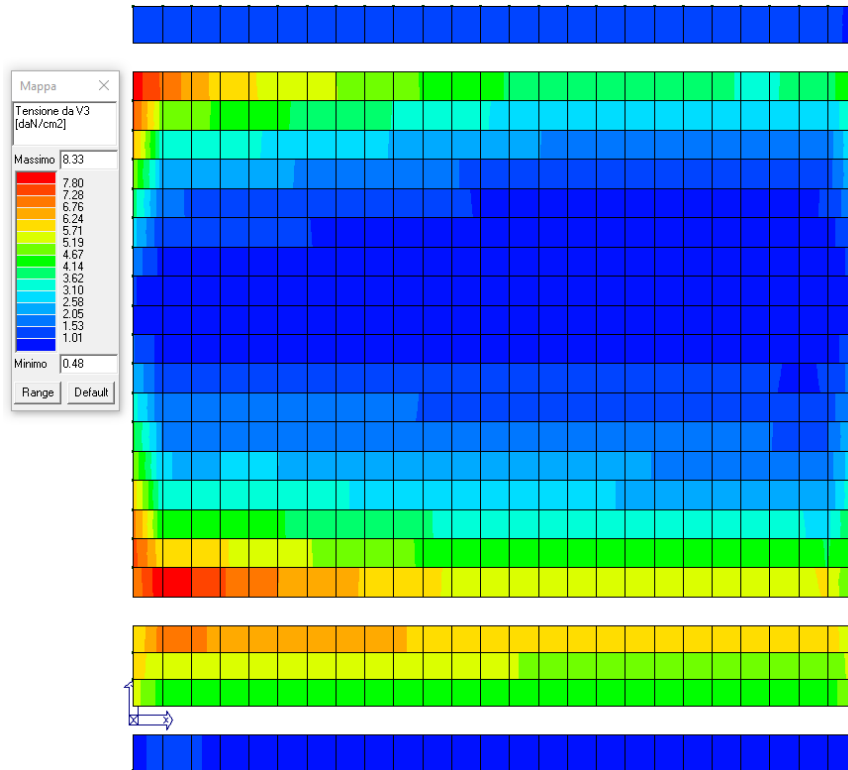
$V_{Rsd}$  1562.01 kN  $V_{Rcd}$  2691.60 kN pari a 16.94 kg/cm<sup>2</sup>

**8.4.3 Fondazione**



Fondazione - Verifica N/M; verifica ok se ≤1

La verifica a taglio viene effettuata controllando che la tensione agente  $v_{Ed}$  sia ovunque inferiore alla tensione resistente  $v_{Rd}$ , considerando che la sezione di verifica è effettuata a distanza “d” dall’attacco al muro.



**ARMATURA LONGITUDINALE TESA**

n°	φ [mm]	Area	Copriferro all'asse delle armature tese
5	20	15.71	c 6.0 cm
		Af	15.71 cm <sup>2</sup>

**resistenza a taglio di elementi quali solai e piastre, privi di armatura trasversale**

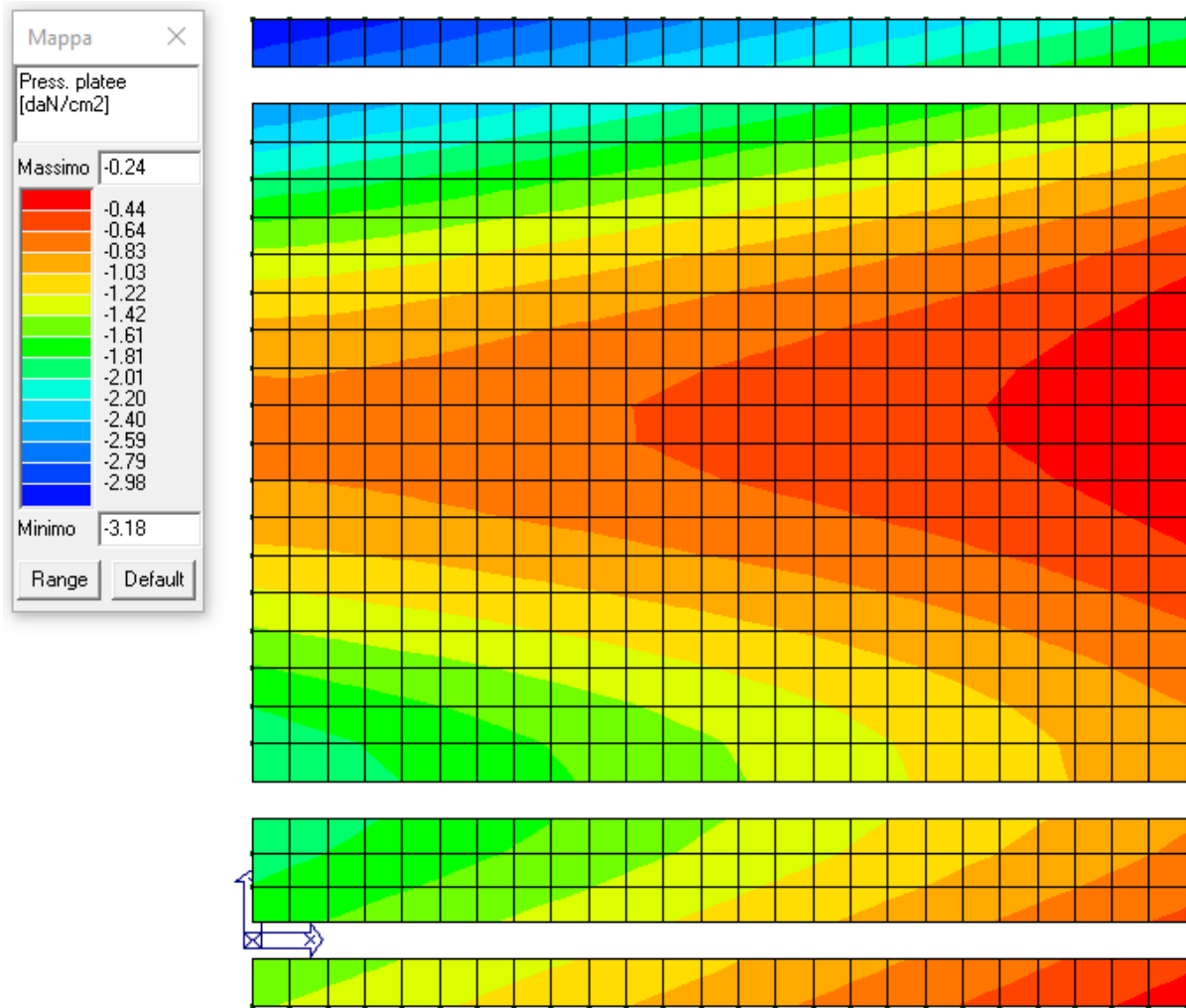
$V_{Rd}$  222.17 kN; pari a 4.1 kg/cm<sup>2</sup>  $\rho_l = 0.003$  ; k = 1.609

**armatura a taglio**

Staffe 5 braccia φ 14 / 40 (Asw/s 1.92 mm<sup>2</sup>/mm)

**resistenza a taglio**

$V_{Rsd}$  914.84 kN  $V_{Rcd}$  1576.43 kN pari a 16.94 kg/cm<sup>2</sup> cotg θ 2.5



## DATI DI INGRESSO

$\gamma_w$	peso di volume acqua	9.807	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_n$	peso di volume naturale terreno	19.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{sat}$	peso di volume saturo del terreno	20.0	(kN/m <sup>3</sup> )
$\phi'$	angolo di attrito	25.0	(°)
$c'$	coesione drenata	0.0	(kPa)
$B'$	larghezza della fondazione equivalente	9.83	(m)
$L'$	lunghezza della fondazione equivalente	7.97	(m)
$D$	approfondimento della fondazione		
	<i>valore minimo tra sinistra e destra della fondazione</i>		
	<i>(è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente "δ")</i>	4.00	(m)
$\delta$	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	85	(%)
$h_w$	profondità falda da p.c. ( $h_w = z_w + D$ )	6.00	(m)
$\alpha$	inclinazione della fondazione		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)
$\beta$	pendenza piano campagna		
	<i>(valore positivo: vedi foglio "figura")</i>	0.0	(°)

<b>N</b>	carico verticale		10590	(kN)
<b>H</b>	carico orizzontale		1141	(kN)
	<i>( N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i. Se H non è noto, porre H = 0.1 N )</i>			
<b>FS</b>	coefficiente di sicurezza		2.30	(-)
fattori di capacità portante		$N_c$	20.72	
		$N_\gamma$	10.88	
		$N_q$	10.66	
fattori di forma		$s_c$	1.63	
		$s_\gamma$	0.51	
		$s_q$	1.57	
fattori di approfondimento		$d_c$	1.12	
		$d_\gamma$	1.00	
		$d_q$	1.11	
fattori di inclinazione del carico		$i_c$	0.83	
		$i_\gamma$	0.76	
		$i_q$	0.85	
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c$	1.00	
		$b_\gamma$	1.00	
		$b_q$	1.00	
fattori di inclinazione del piano campagna		$g_c$	1.00	
		$g_\gamma$	1.00	
		$g_q$	1.00	

## RISULTATI

### capacità portante limite:

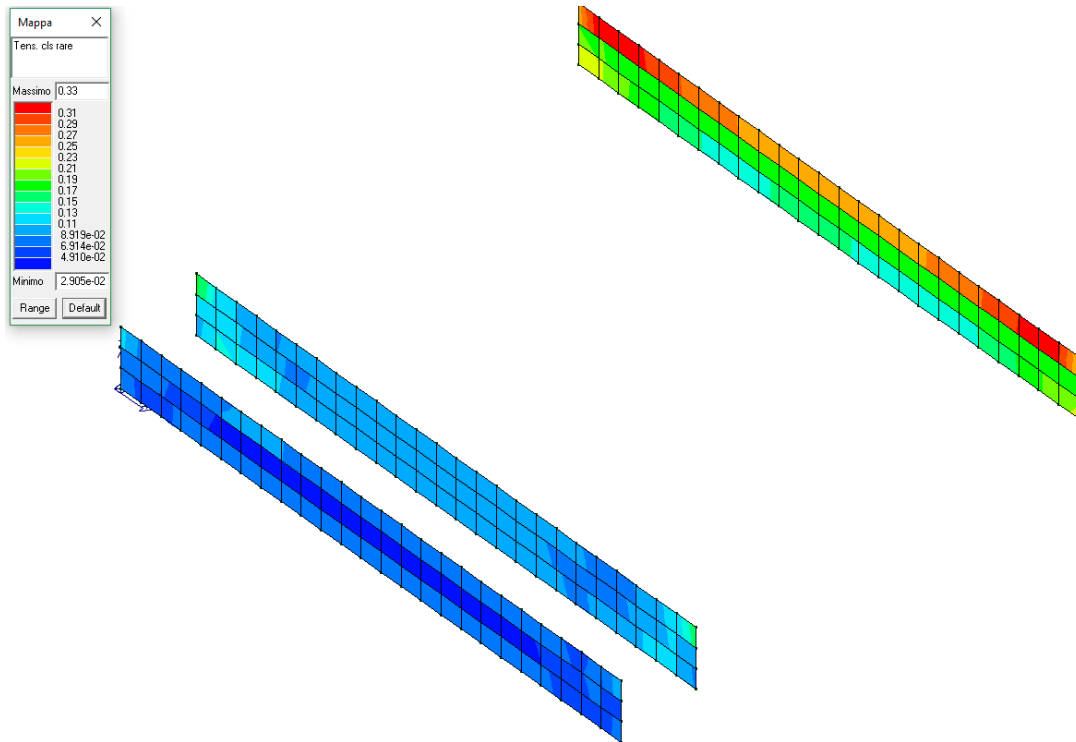
componente dovuta alla coesione	0	(kPa)
contributo delle forze di attrito	250	(kPa)
contributo del sovraccarico	1019	(kPa)

$$Q_{lim} = 1268 \text{ kPa}$$

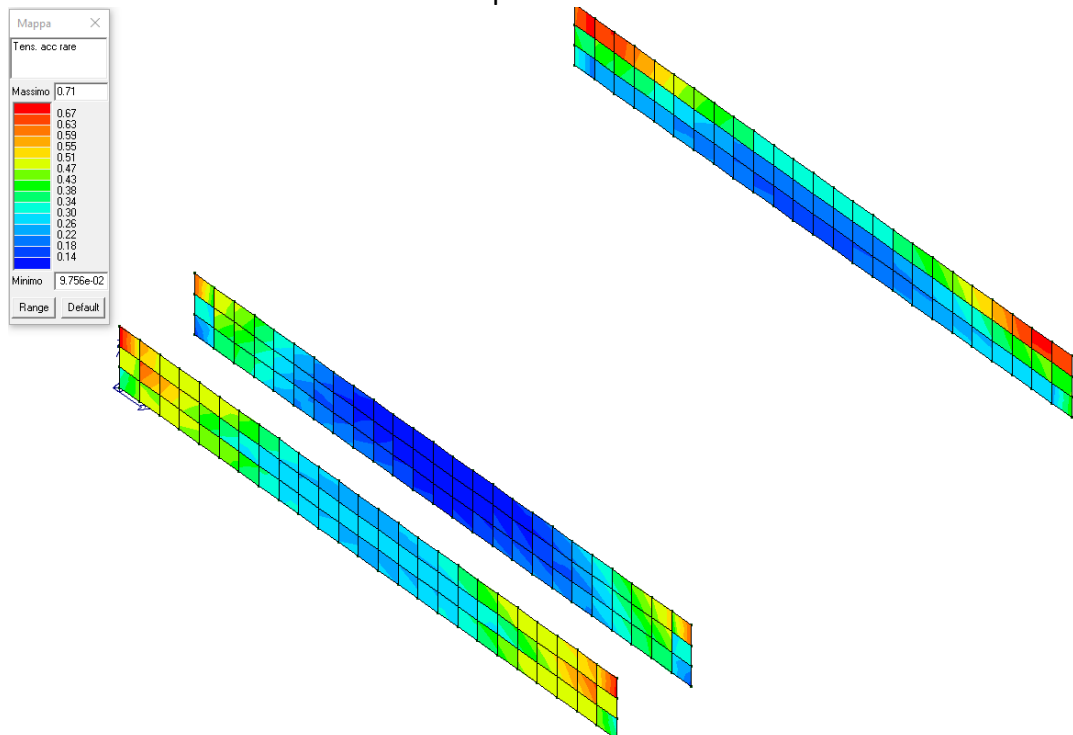
$$Q_{amm} = 588 \text{ kPa}$$

## 8.5 Verifiche SLE

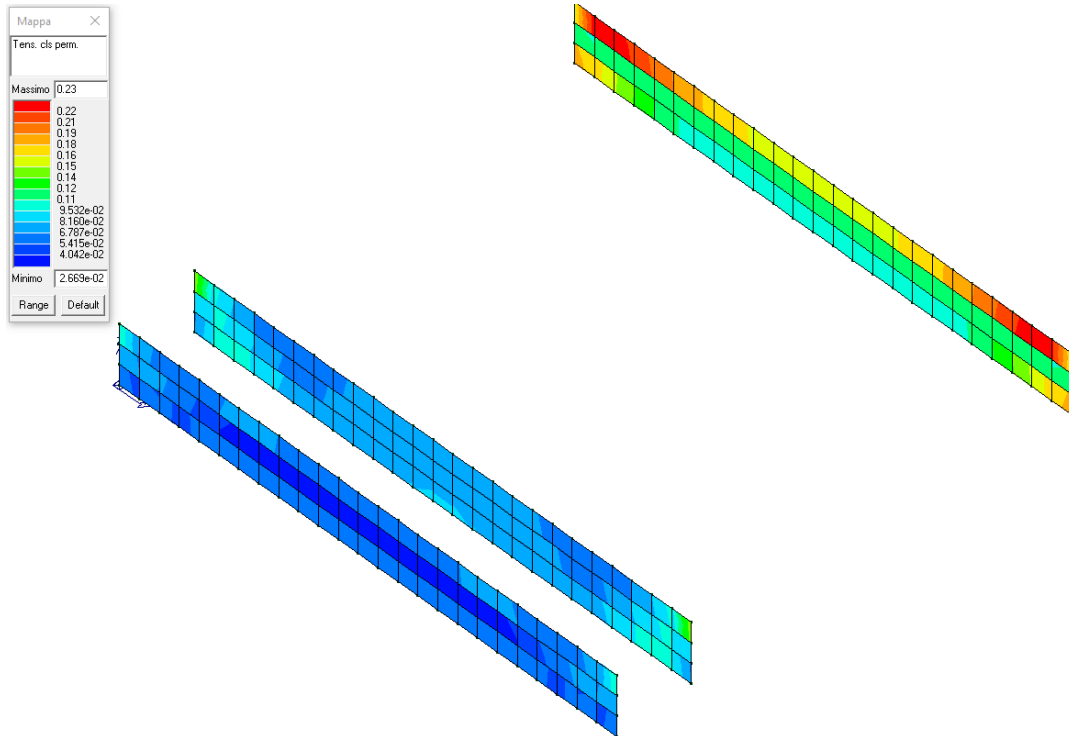
### 8.5.1 Muri



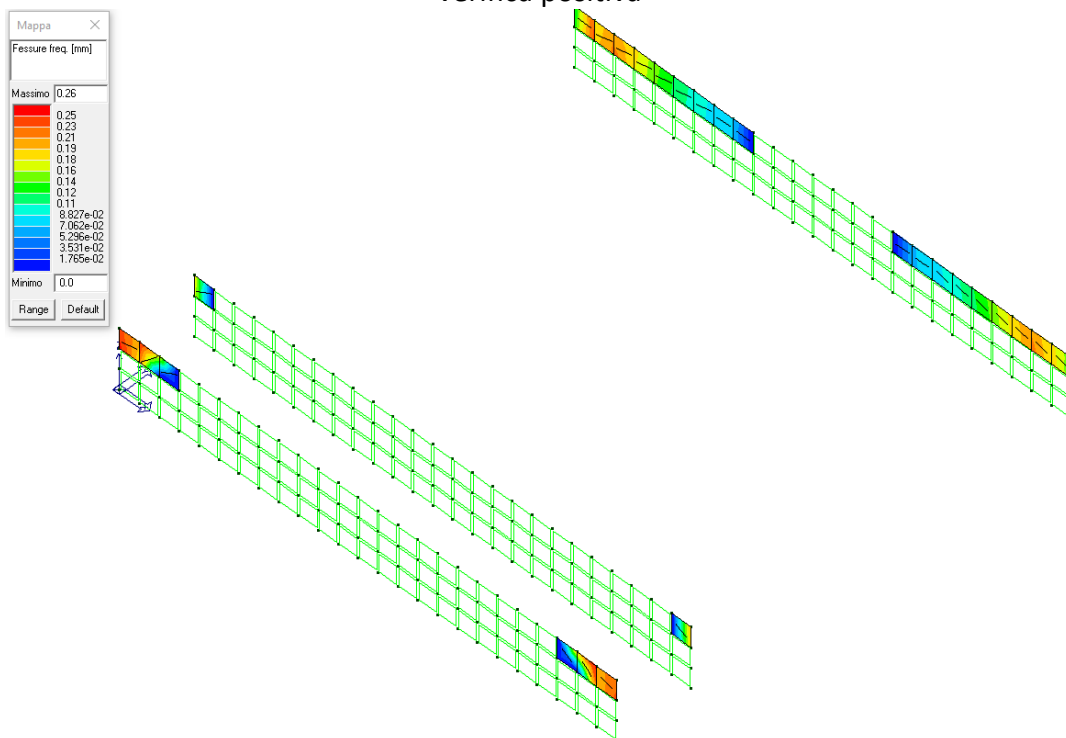
Muri - Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



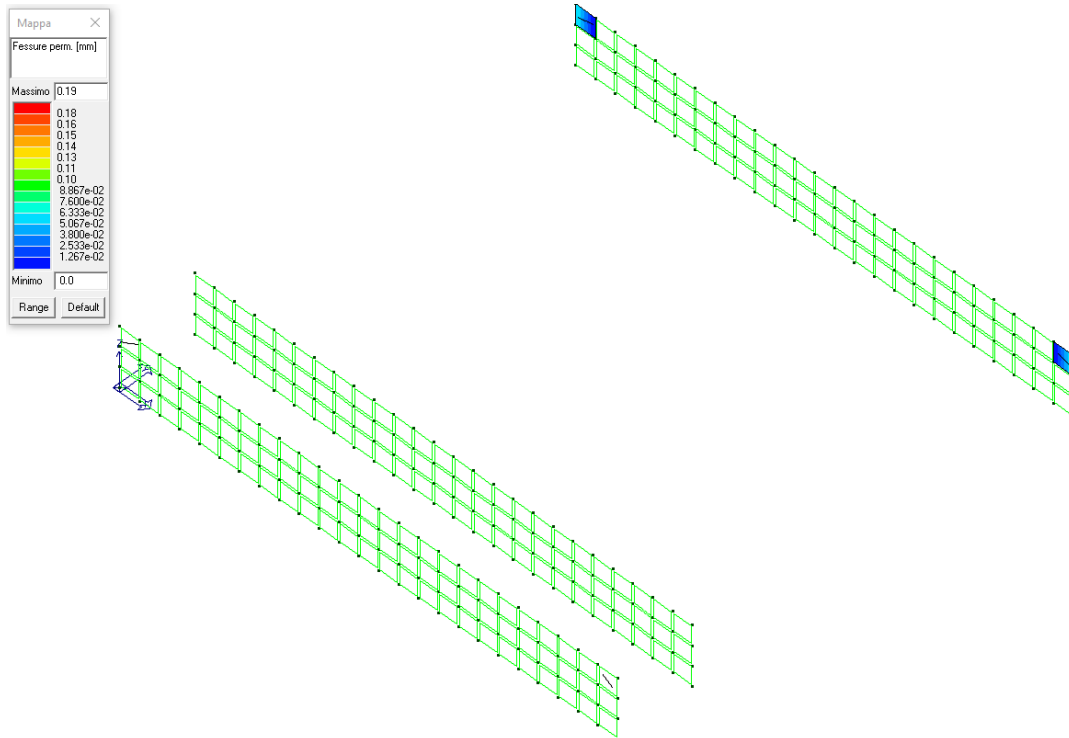
Muri - Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'armatura e la tensione  $f_{yk}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



Muri - Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

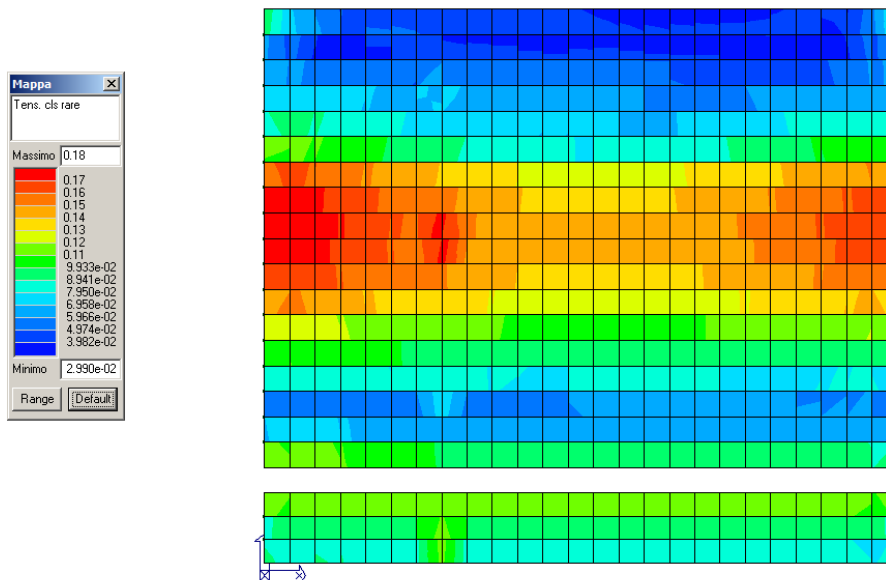


Muri - Fessure freq. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione frequente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

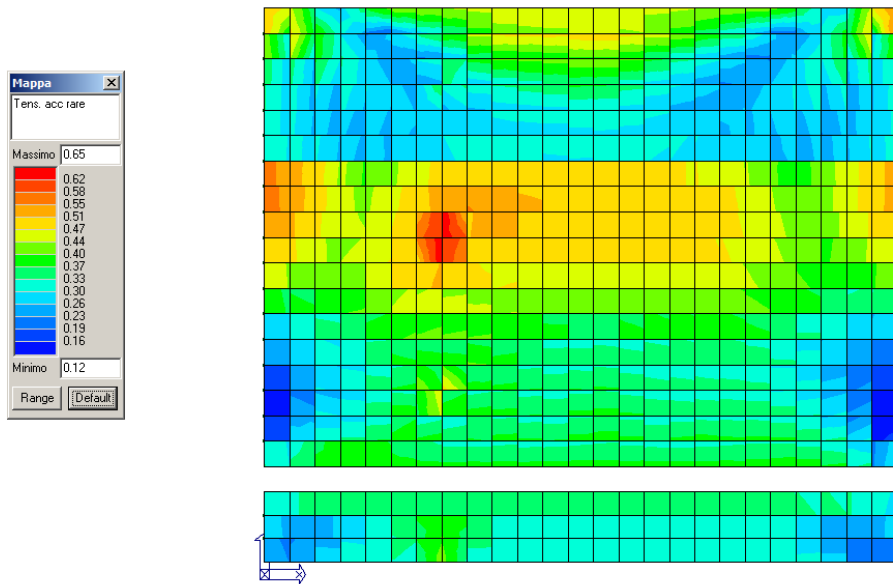


Muri - Fessure perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione quasi permanente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

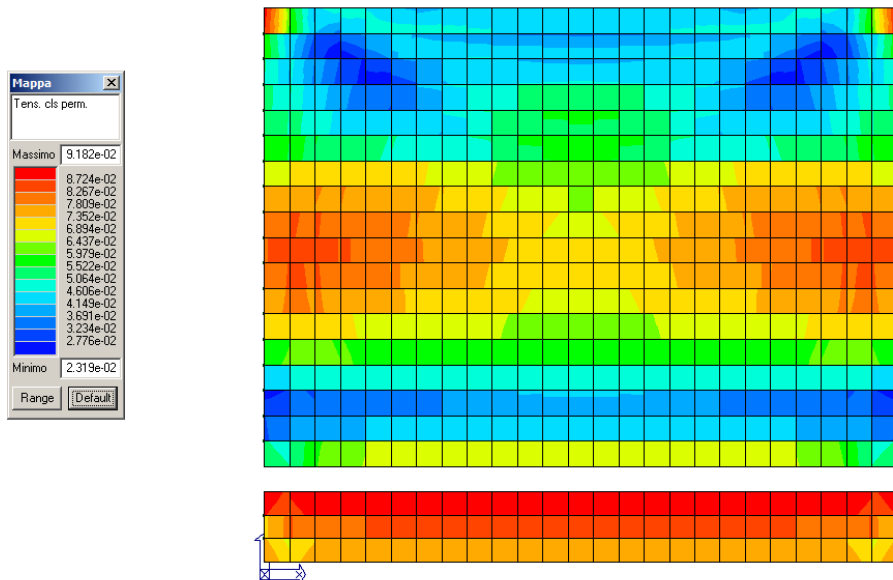
### 8.5.2 Soletta



Soletta - Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

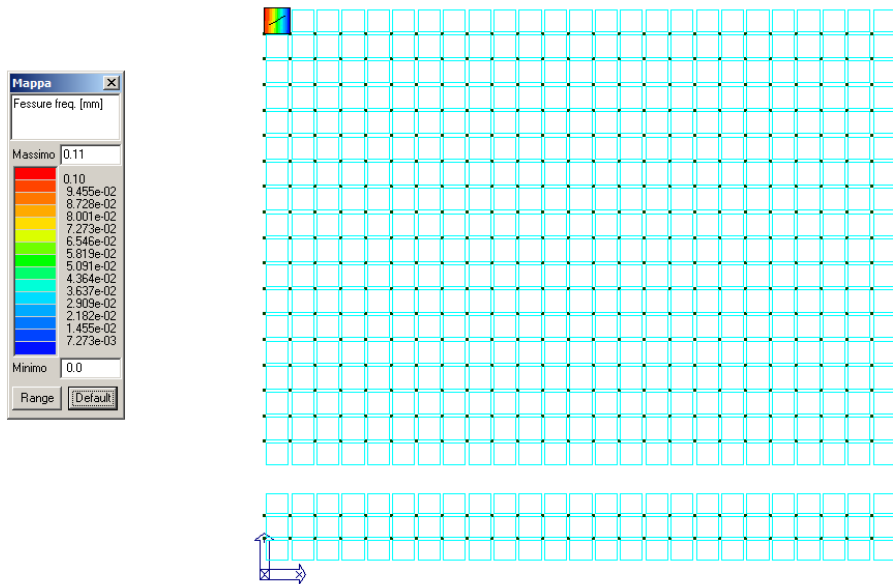


Soletta - Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'armatura e la tensione  $f_{yk}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

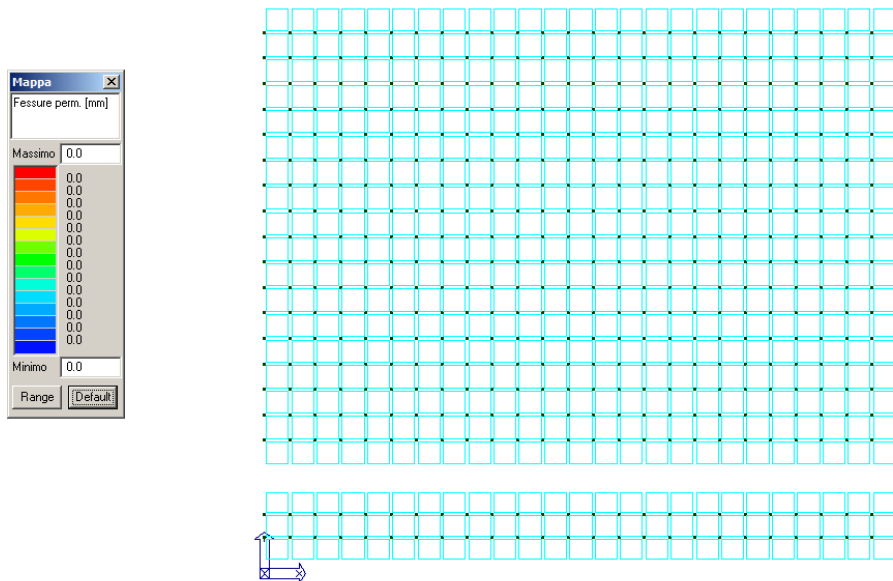


Soletta - Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



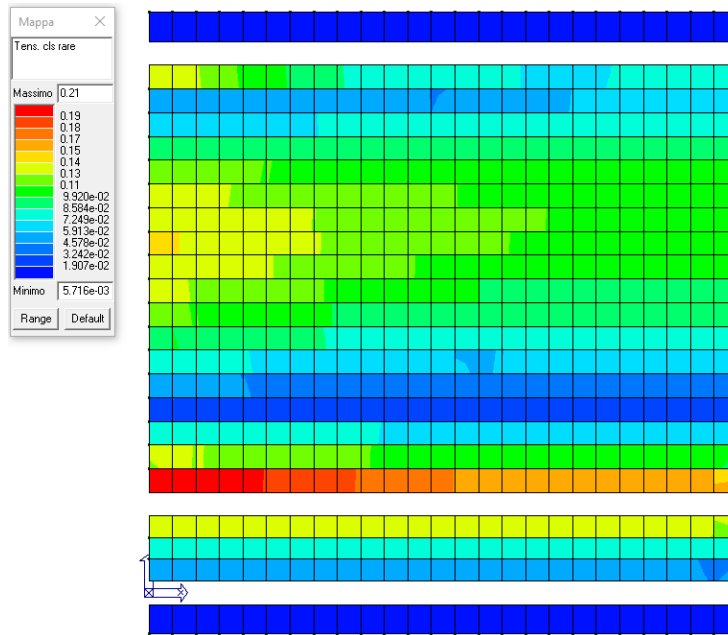


Soletta - Fessure freq. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione frequente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

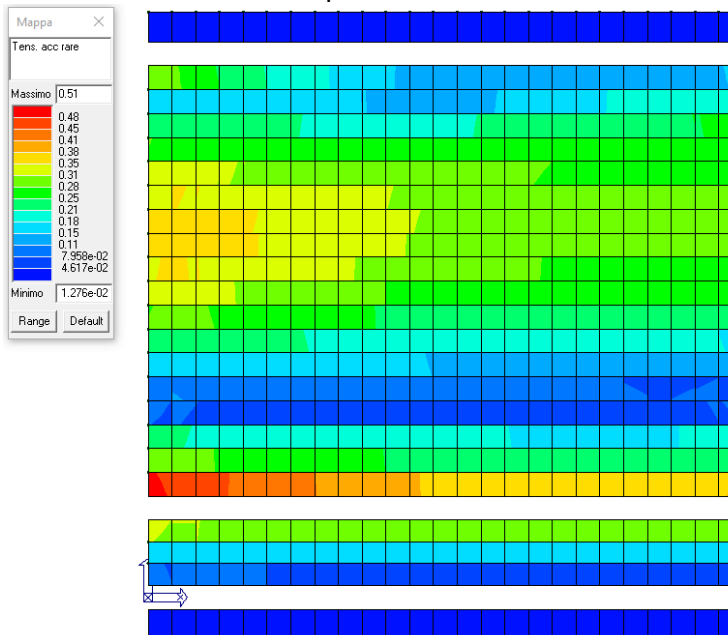


Soletta - Fessure perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratterisctca delle fessure in combinazione quasi permanente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

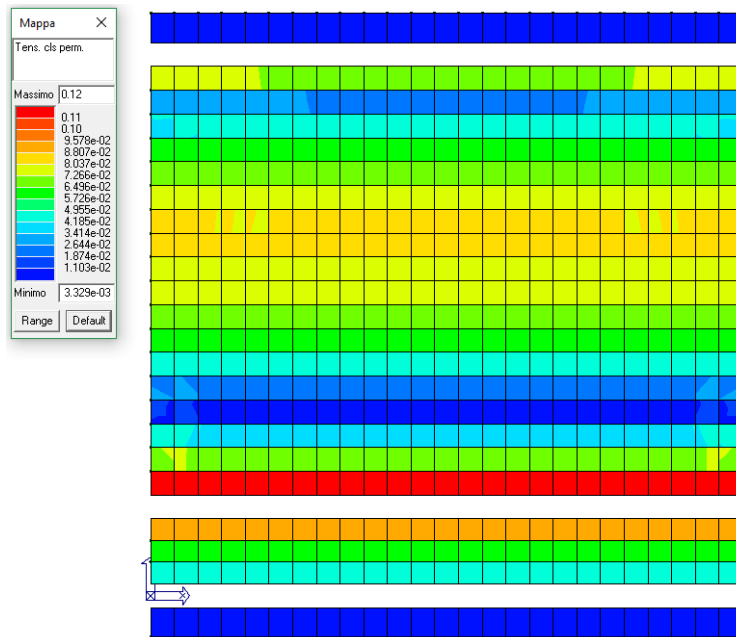
### 8.5.3 Fondazione



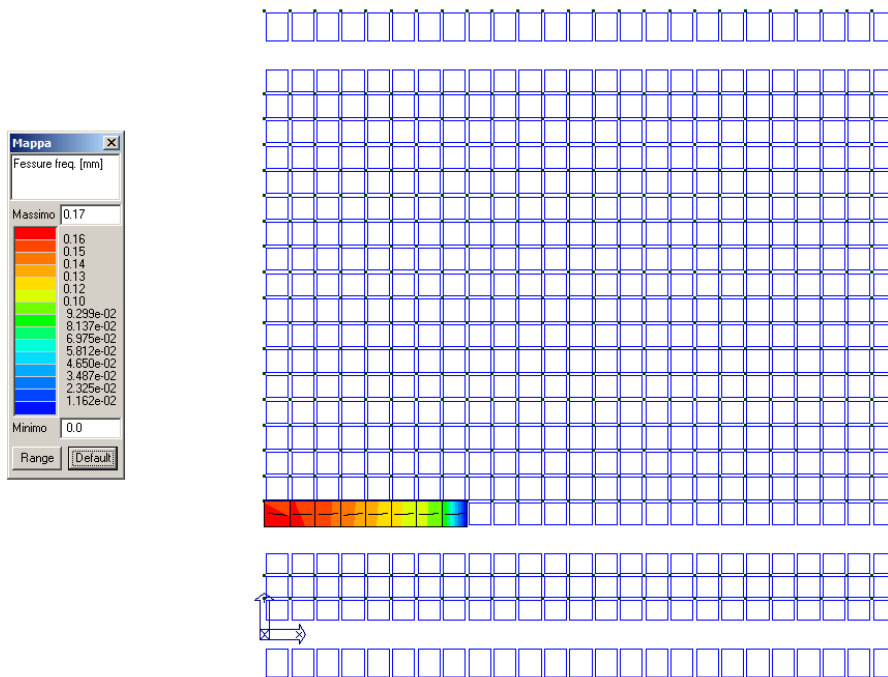
Fondazione - Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



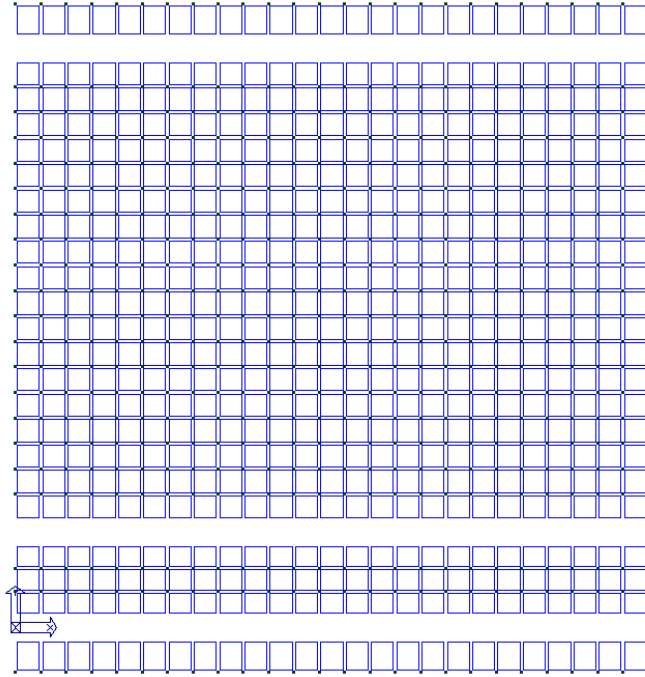
Fondazione - Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'armatura e la tensione  $f_{yk}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



Fondazione - Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



Fondazione - Fessure freq. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione frequente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente



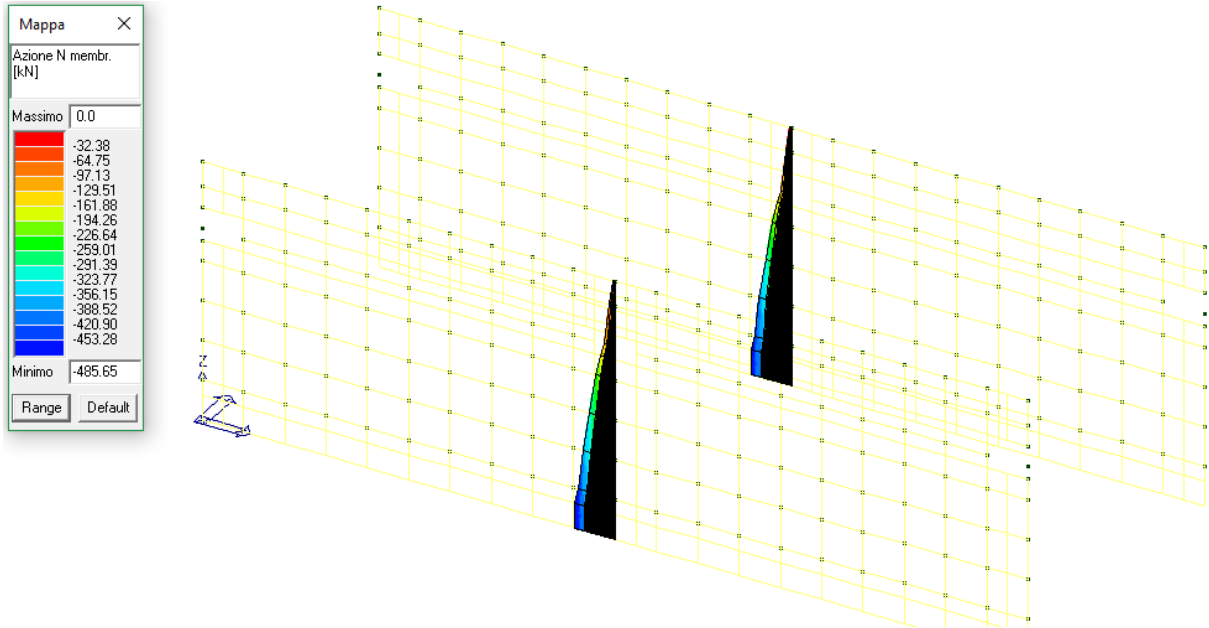
Fondazione - Fessure perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione quasi permanente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

## 9 Fossa nastro 4

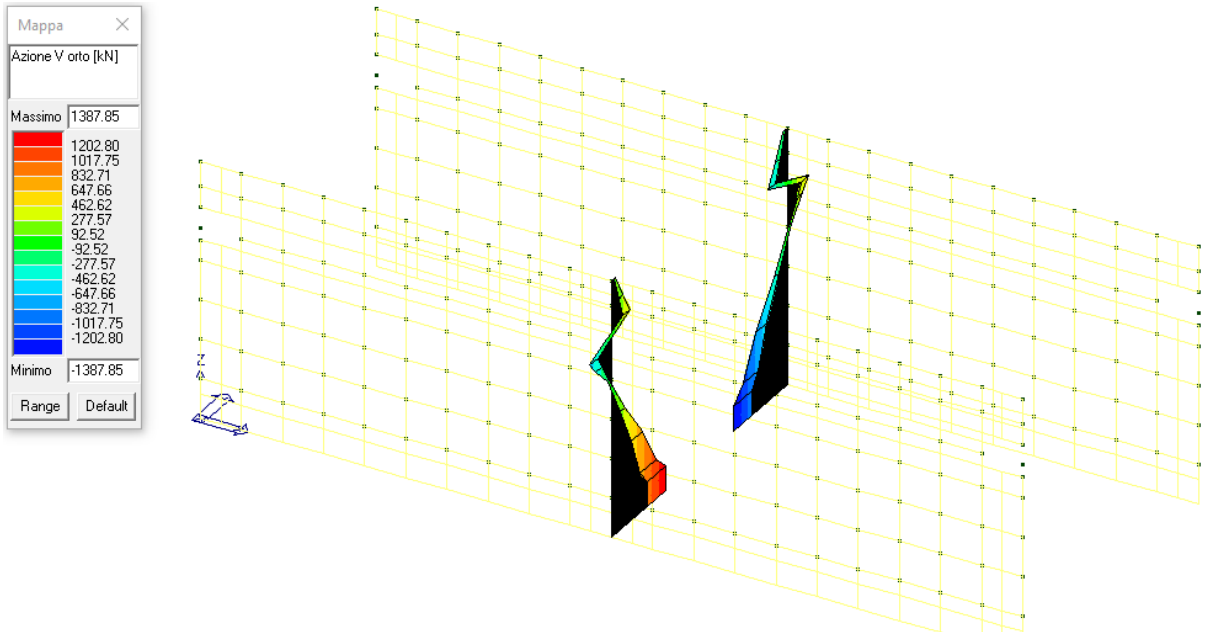
### 9.1 Geometria scatolari

La geometrie presa in considerazione è quella con massima altezza dei paramenti pari a 3.54 m da estradosso fondazioni.

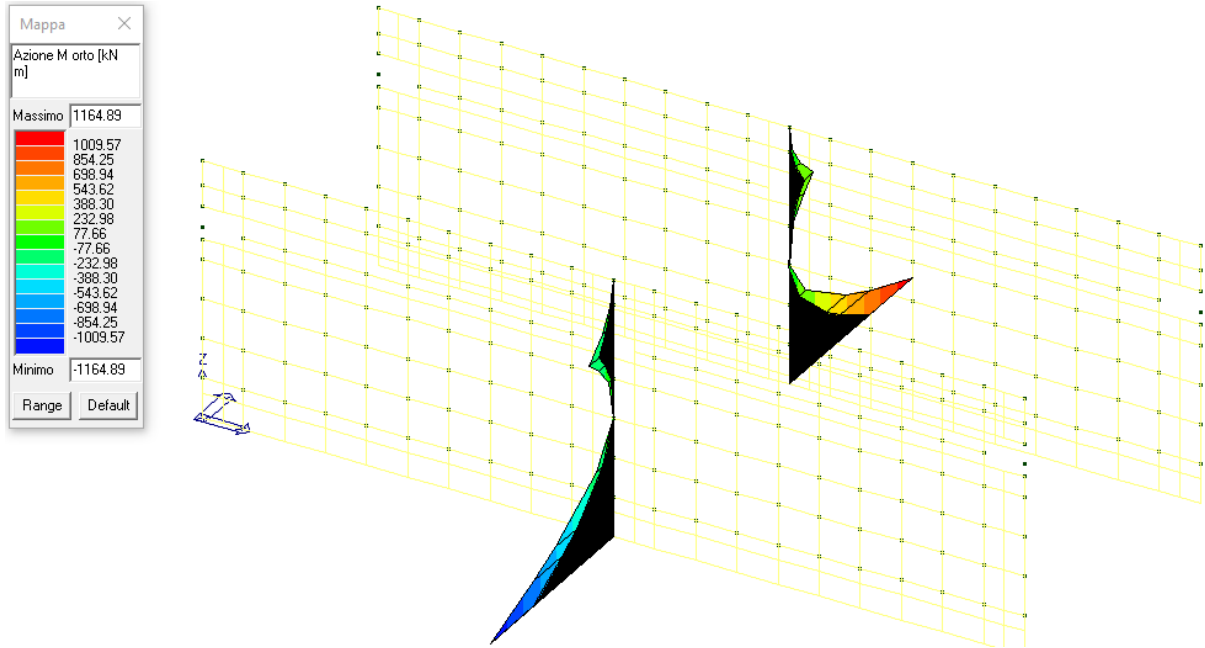
### 9.2 Sollecitazioni



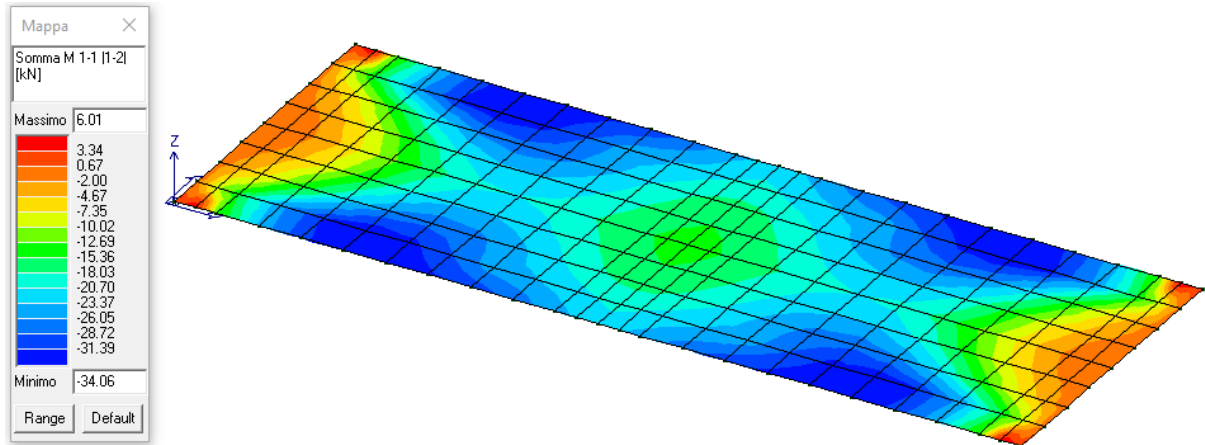
Muri – Involuppo Azioni Normali membranali SLU



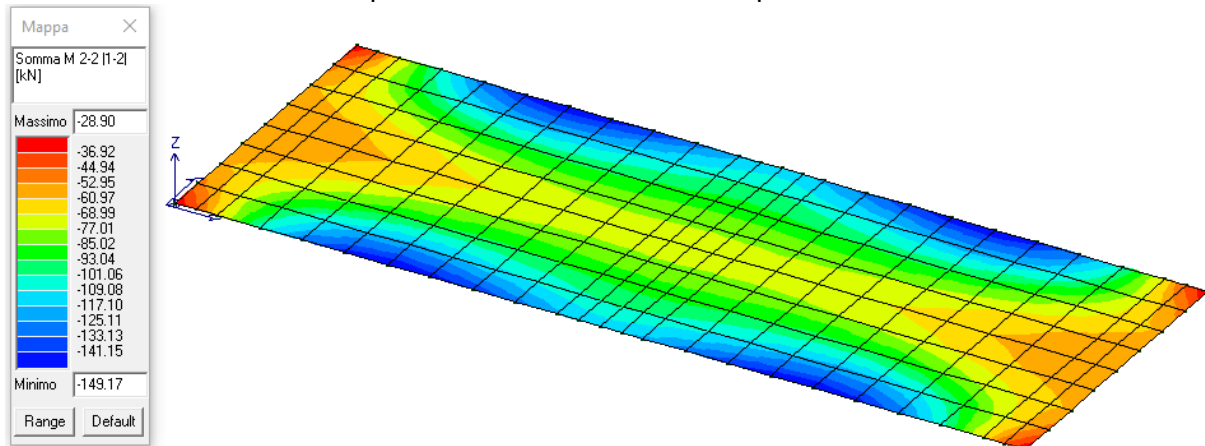
Muri – Involuppo Azioni Taglianti ortogonali SLU



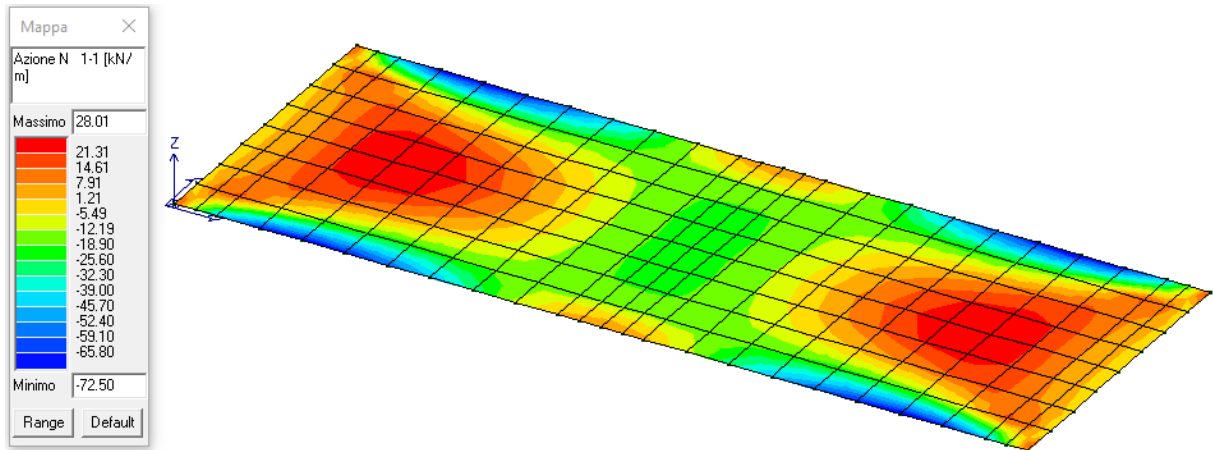
Muri – Involuppo Azioni flettenti ortogonali SLU



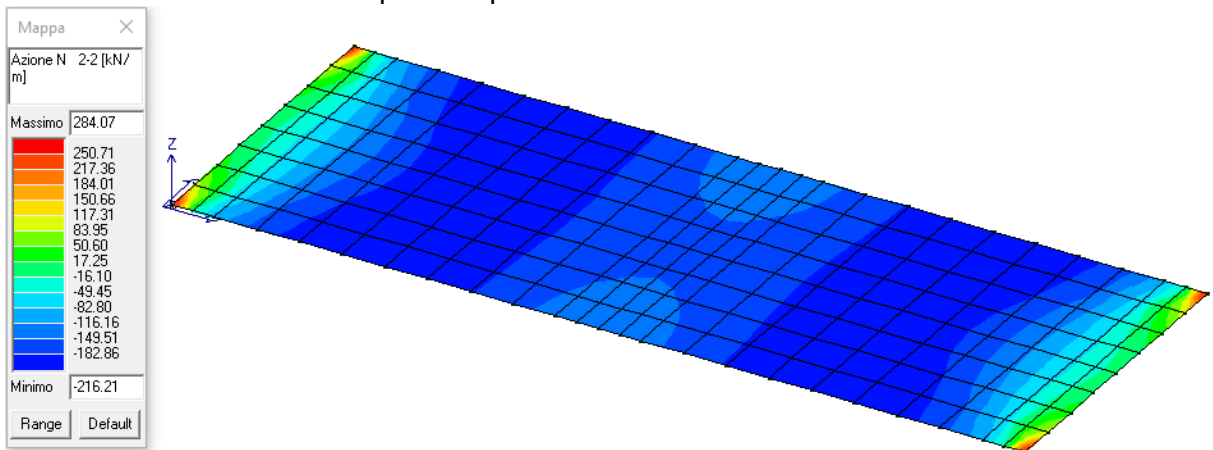
Fondazione – Somma  $M_{11}|1-2|$  Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni  $M_{1-1}$  e della rispettiva azione torcente  $M_{1-2}$  presa in valore assoluto –SLU



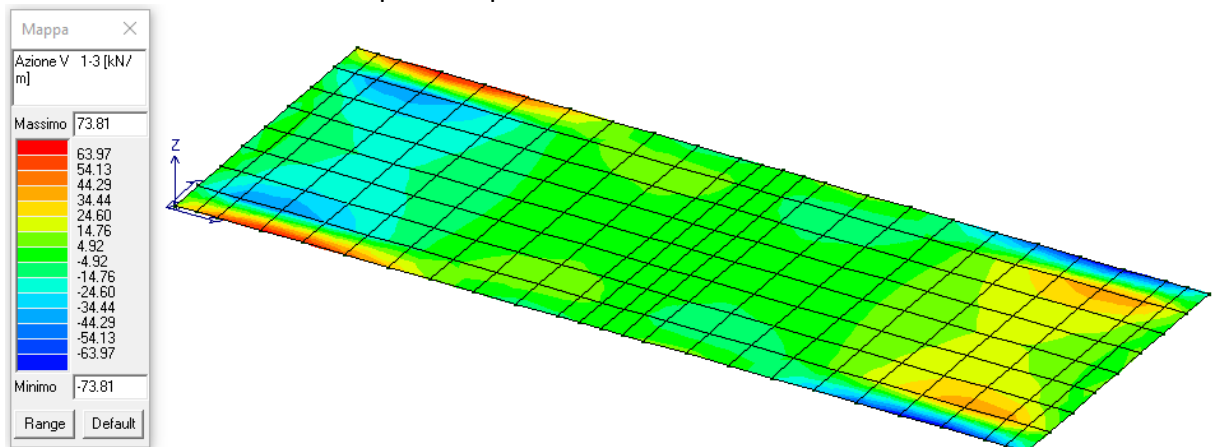
Fondazione – Somma  $M_{22}|1-2|$  Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni  $M_{2-1}$  e della rispettiva azione torcente  $M_{1-2}$  presa in valore assoluto –SLU



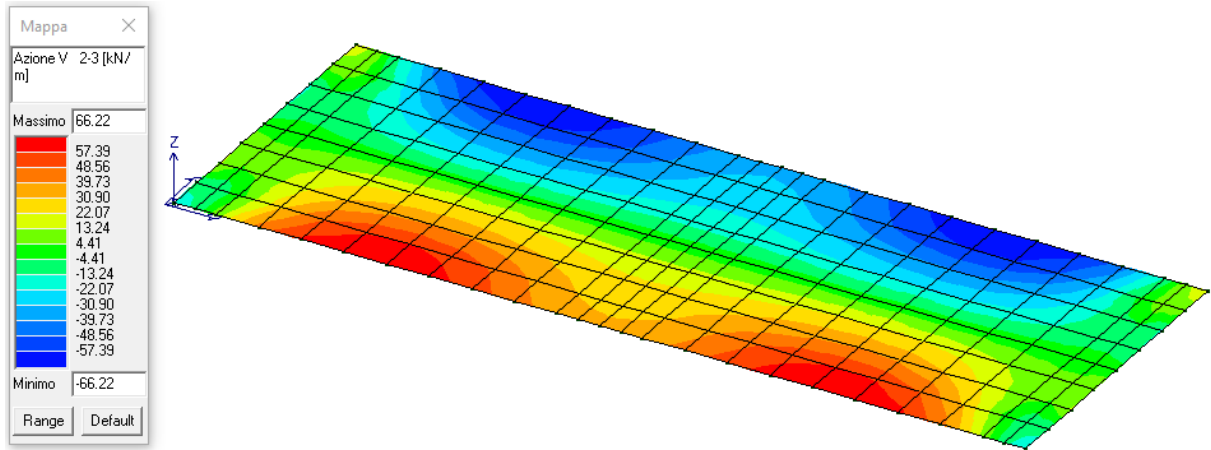
Fondazione – Azione N 1-1 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – SLU



Fondazione – Azione N 2-2 Mappa cromatica delle azioni che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2; il segno riportato nella legenda valori è positivo per azioni di trazione – SLU

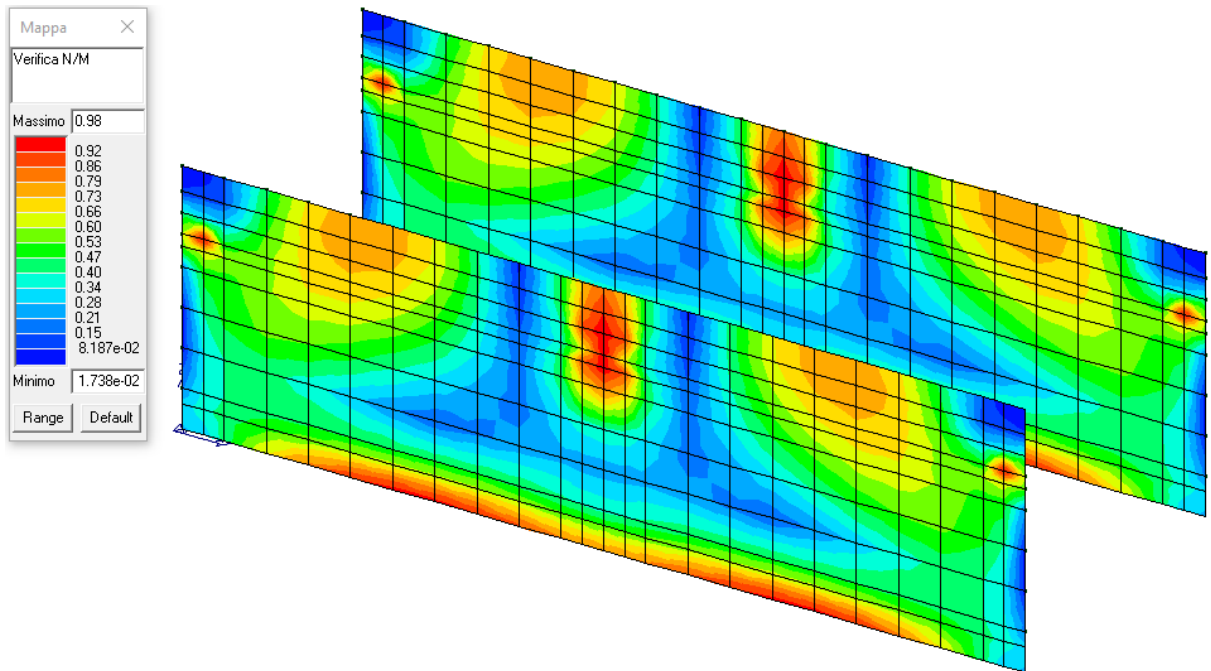


Fondazione – Azione V1-3 Mappa cromatica dell'azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 1 (faccia perpendicolare all'asse 1) dell'elemento; il segno è positivo se l'azione tagliante è parallela ed equiversa all'asse 3 - SLU



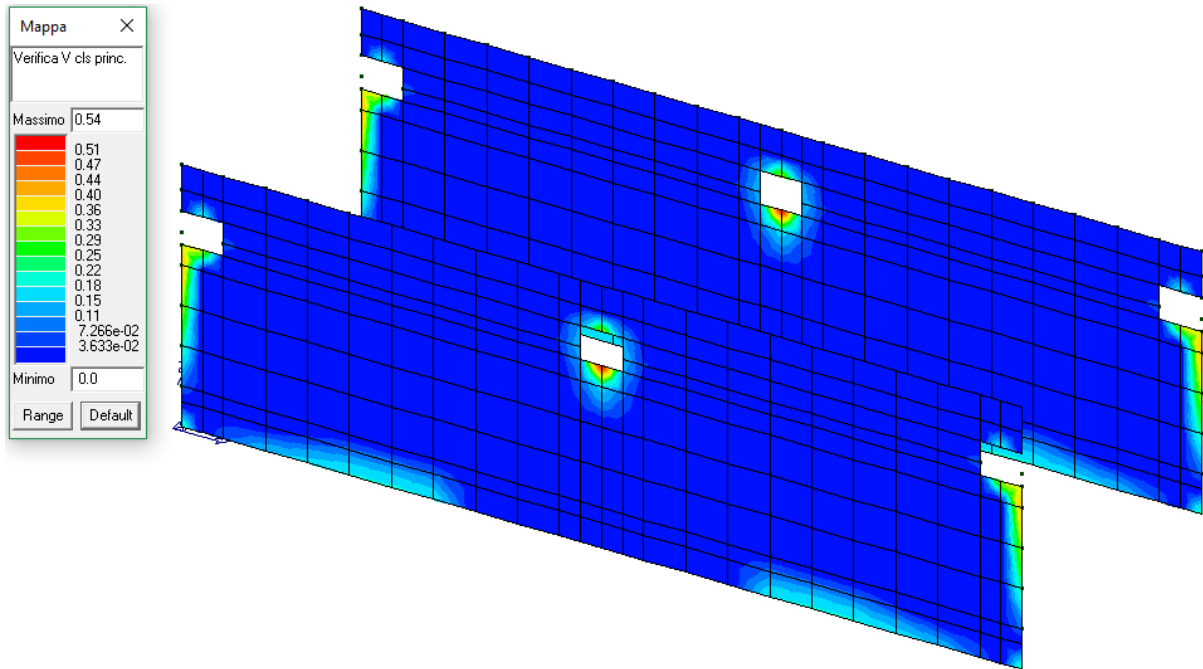
Fondazione – Azione V2-3 Mappa cromatica dell’azione di taglio in direzione 3 relativa alla faccia 2 (faccia perpendicolare all’asse 2) dell’elemento; il segno è positivo se l’azione tagliante è parallela ed equiversa all’asse 3 –SLU

### 9.3 Verifiche SLU

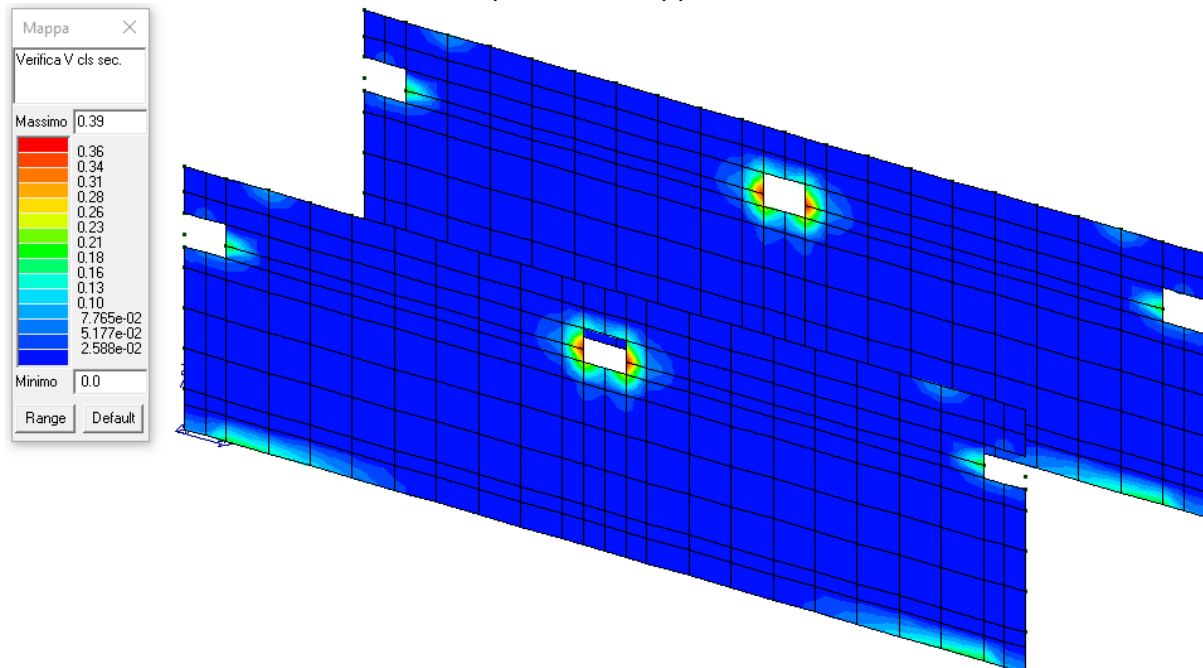


Muri - Verifica N/M Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori della verifica di cui al punto 7.4.4.5.2.1 pressoflessione; verifica ok se  $\leq 1$

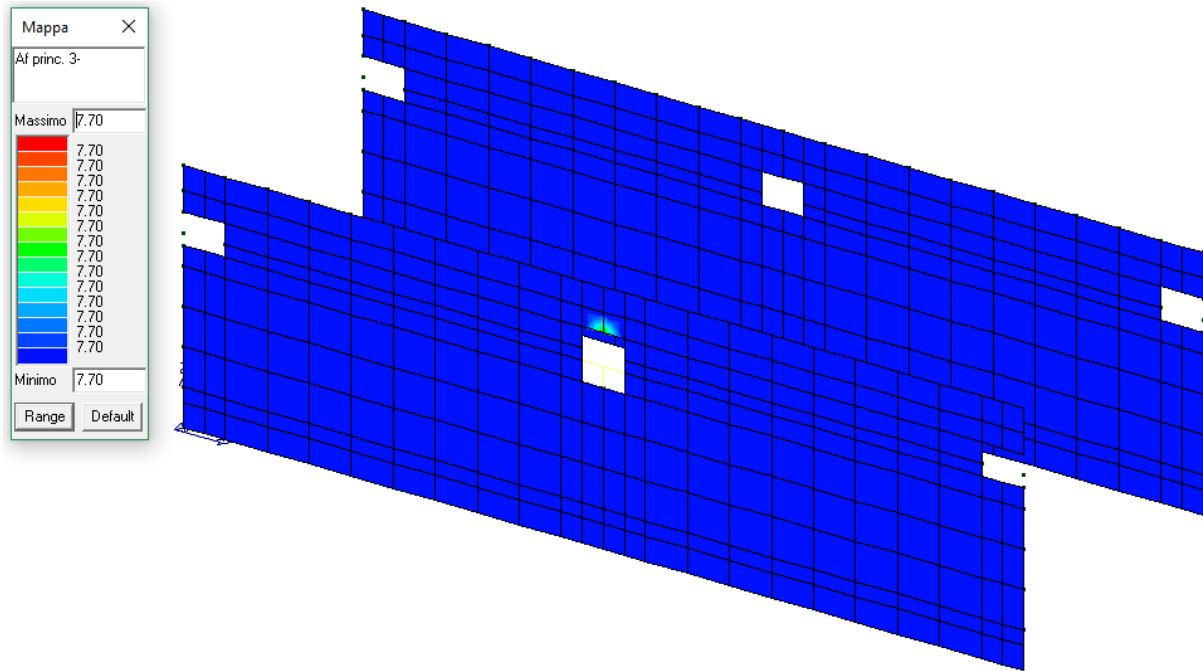
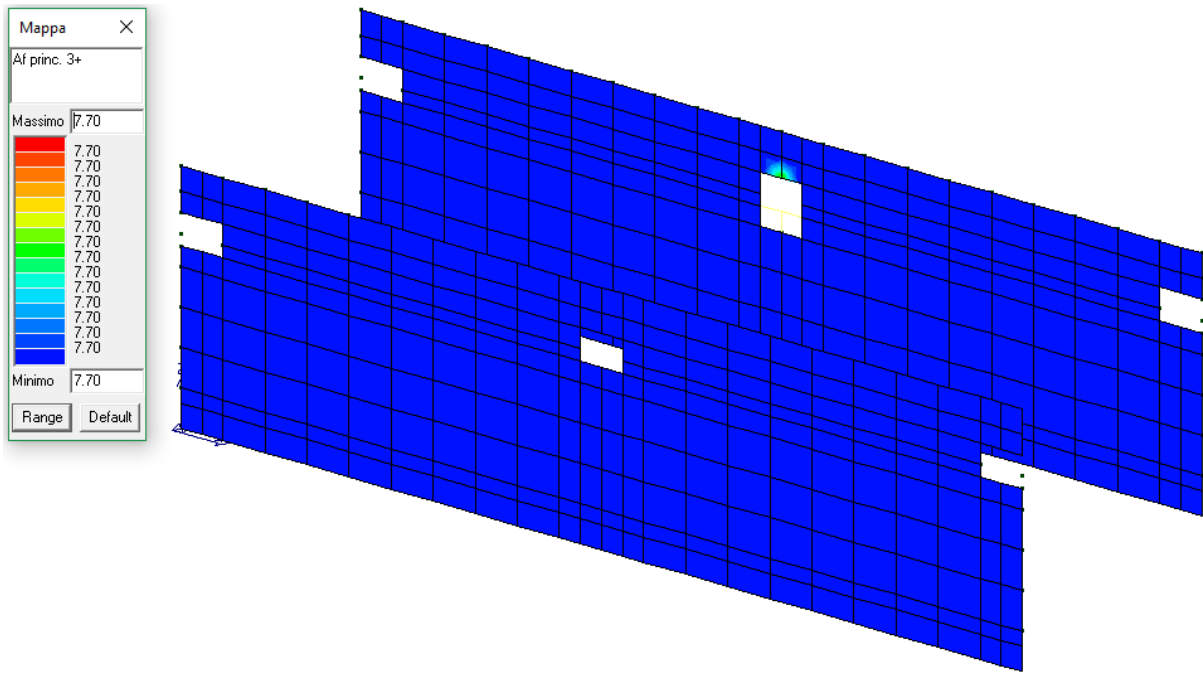




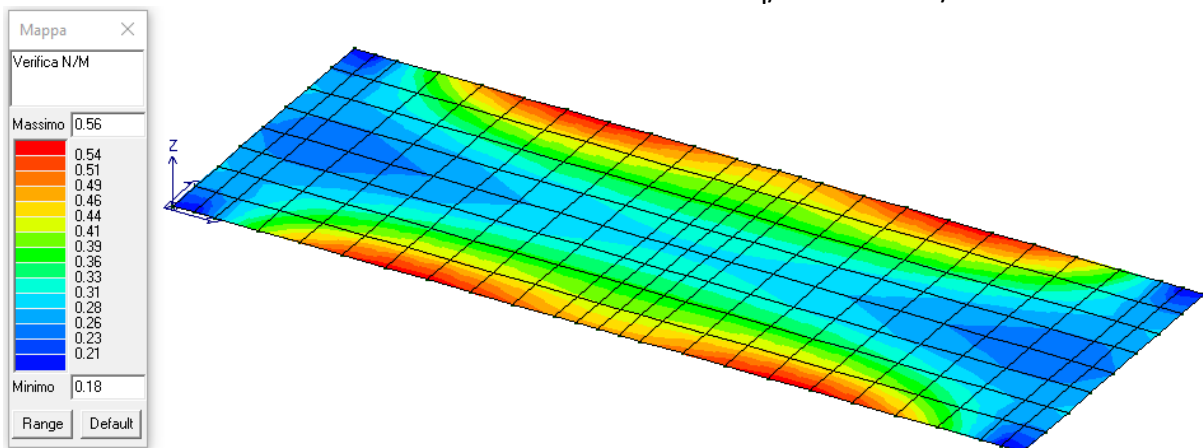
Muri - Verifica V cls princ. Riporta in mappa il valore delle verifiche a taglio lato calcestruzzo in direzione principale per gli elementi d3. La resistenza del calcestruzzo d'anima è calcolata con la formula 4.1.19 ed i valori sono normalizzati: la verifica è da intendersi soddisfatta se i valori riportati in mappa sono  $< 1$



Muri - Verifica V cls sec. Riporta in mappa il valore delle verifiche a taglio lato calcestruzzo in direzione secondaria per gli elementi d3. La resistenza del calcestruzzo d'anima è calcolata con la formula 4.1.19 ed i valori sono normalizzati: la verifica è da intendersi soddisfatta se i valori riportati in mappa sono  $< 1$

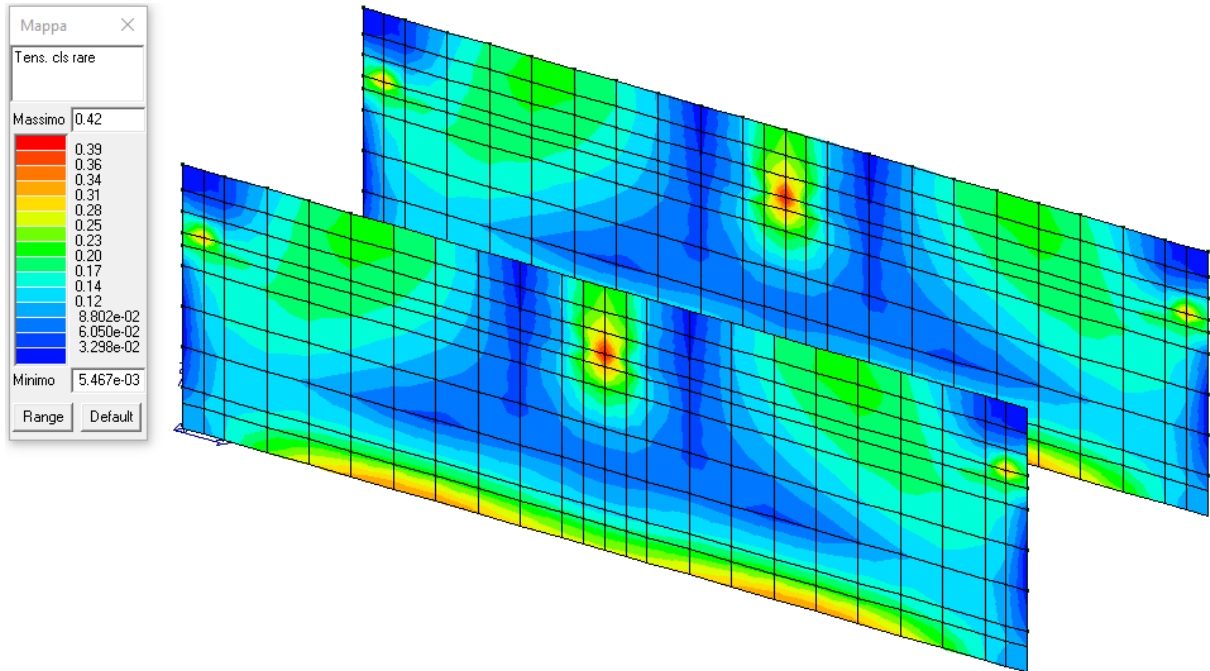


Muri – Armature verticali –  $A_f = 7.70 \text{ cm}^2/\text{m} = 1+1 \text{ d}14/20$

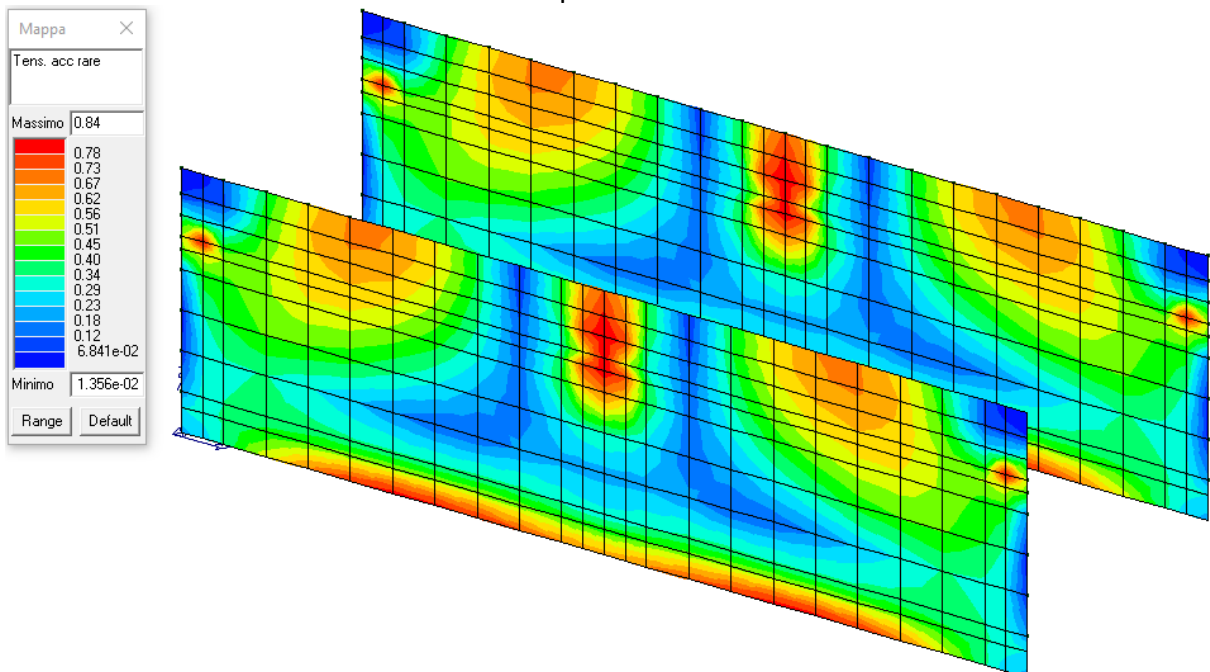


Fondazione - Verifica N/M Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori della verifica di cui al punto 7.4.4.5.2.1 pressoflessione; verifica ok se  $\leq 1$

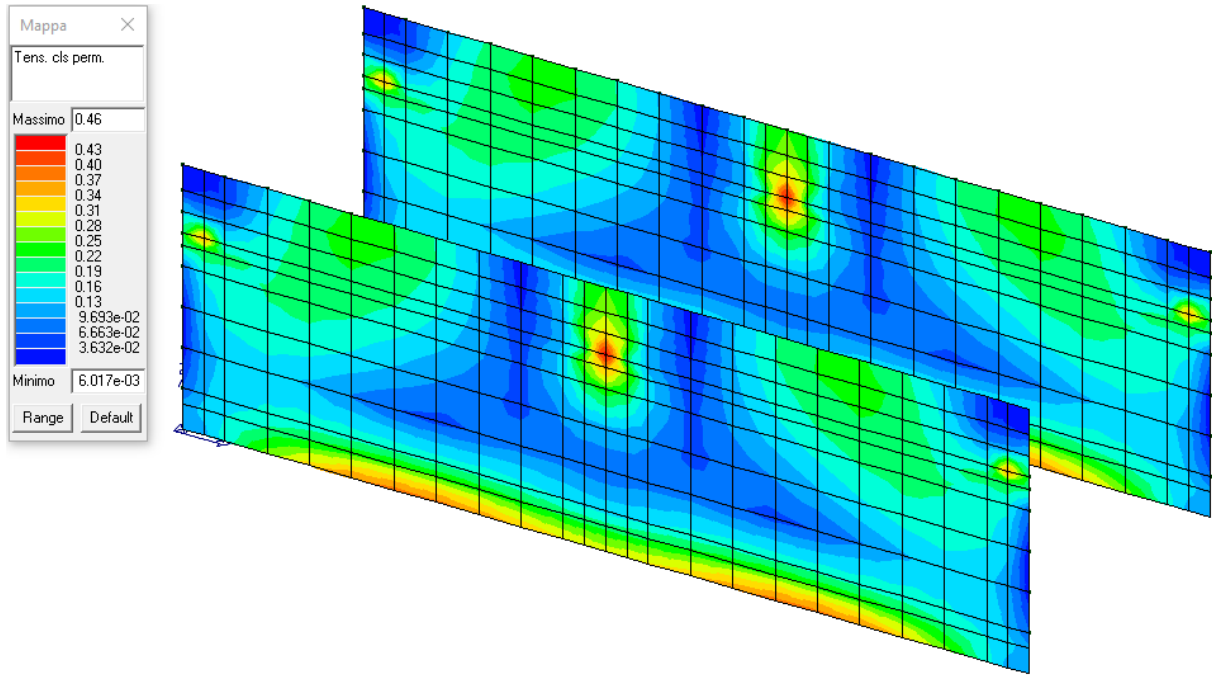
#### 9.4 Verifiche SLE



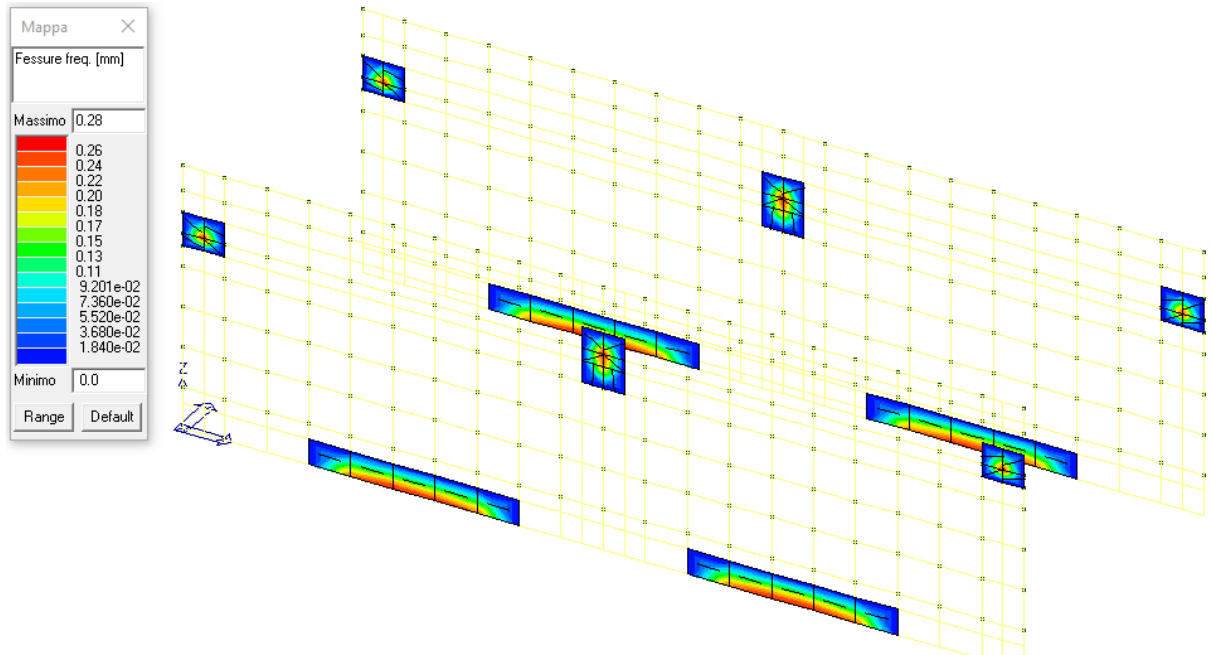
Muri - Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



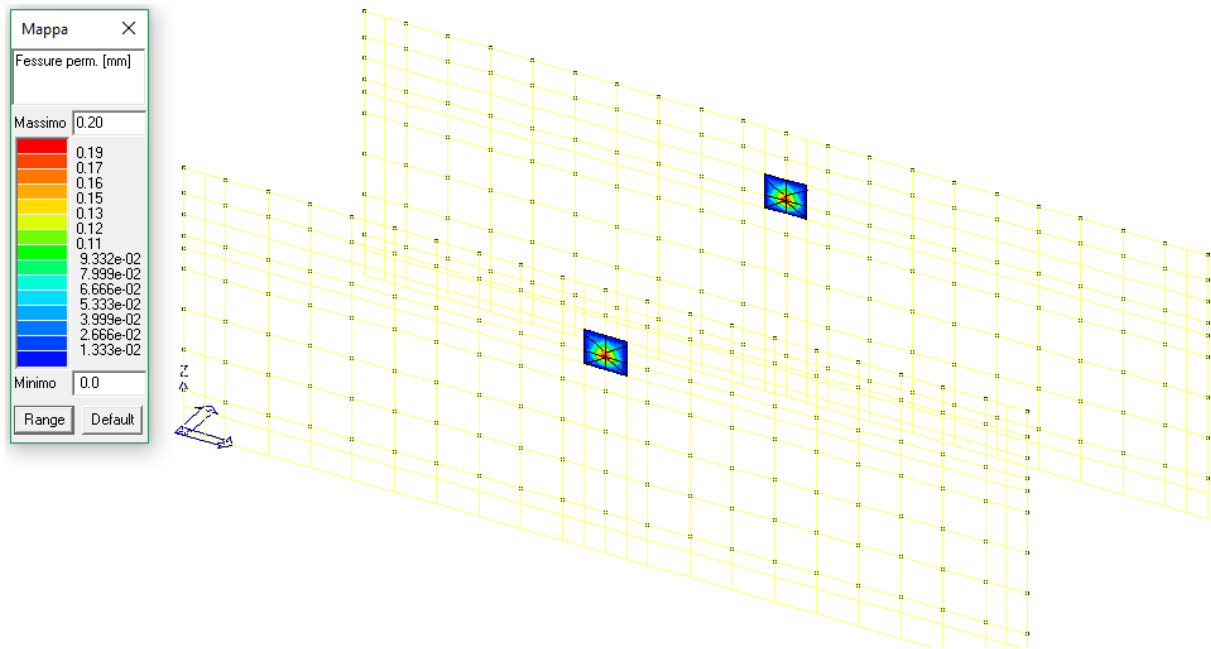
Muri - Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



Fondazione - Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'armatura e la tensione  $f_{yk}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

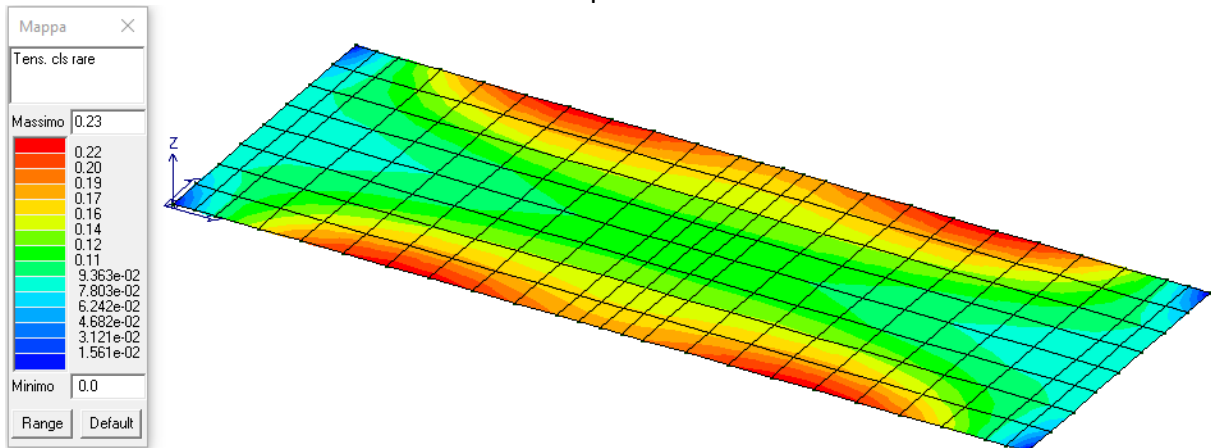


Muri - Fessure freq. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione frequente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

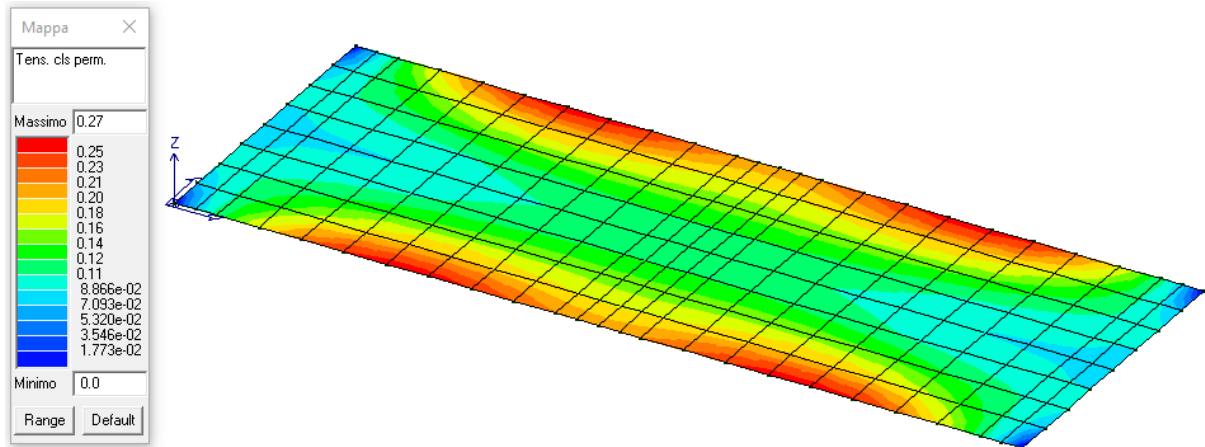


Muri - Fessure perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi dell'apertura caratteristica delle fessure in combinazione quasi permanente. La verifica è positiva se il valore dell'apertura delle fessure è inferiore ai limiti imposti dalla normativa in funzione dell'ambiente

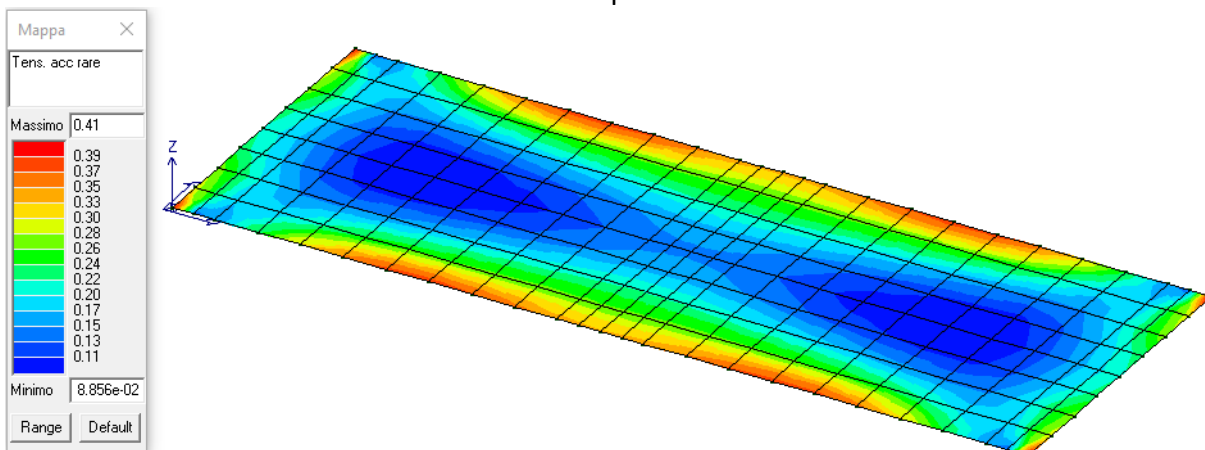
I valori delle fessure sono inferiori ai limiti imposti da normativa.



Fondazione - Tens. cls rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

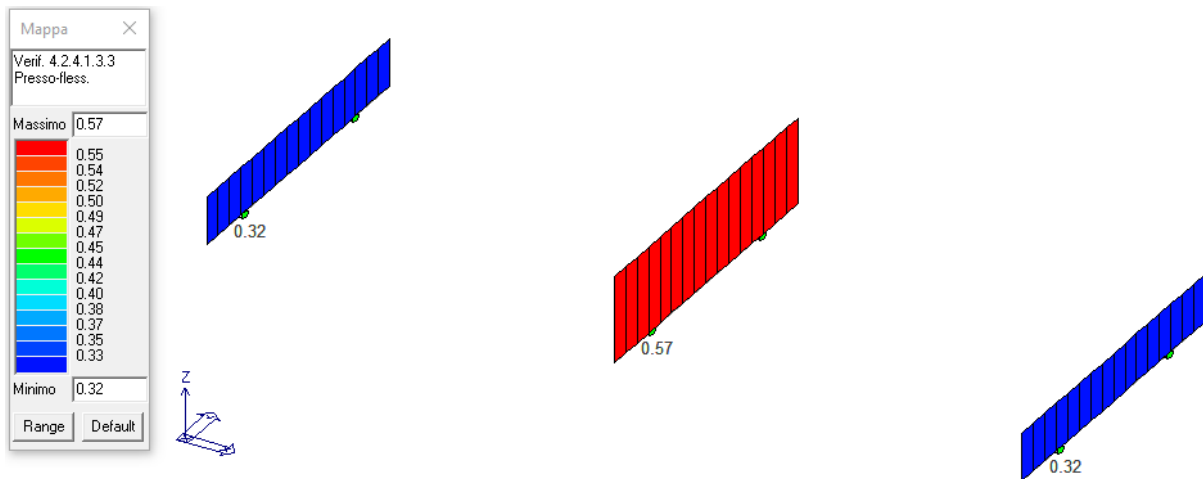


Fondazione - Tens. cls perm. Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione  $f_{ck}$  in combinazioni quasi permanenti; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva



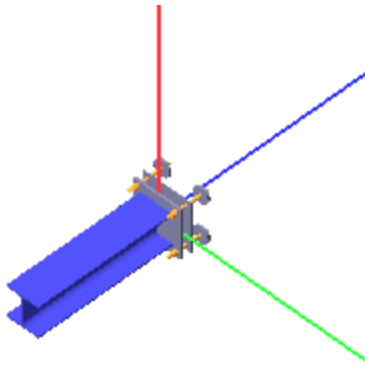
Fondazione - Tens. acc rare Permette la visualizzazione, mediante mappa di colore, dei valori massimi del rapporto tra la massima tensione nell'armatura e la tensione  $f_{yk}$  in combinazioni rare; il valore del rapporto deve essere minore o uguale a 1 per verifica positiva

## 9.5 Verifiche puntoni



Verifica stabilità presso-flessione

### 9.5.1 Verifica delle piastre di testa



#### Coefficienti di sicurezza utilizzati

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

Tipo di profilo: HEA 200

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

#### Flangia:

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 300.0 x 300.0 x 15.0 mm

#### Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

#### Saldature:

Materiale: Acciaio S275  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 9 \text{ mm}$

#### Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
725.1	1009.2	0.0	-461600.0	0.0	0.0	0.0
725.1	1009.2	0.0	-461600.0	0.0	0.0	0.0
725.2	1009.2	0.0	-573400.0	0.0	0.0	0.0

### Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 109930.6 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 262612.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	37747.1	37747.1
2	37747.1	37747.1
3	37747.1	37747.1
4	37747.1	37747.1

#### Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 73287.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	122210.5	73287.1	122210.5	73287.1
2	122210.5	73287.1	122210.5	73287.1
3	122210.5	73287.1	122210.5	73287.1
4	122210.5	73287.1	122210.5	73287.1

#### Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y

### Verifiche sui bulloni

#### 1-Taglio e trazione (Nodo n. 725, CMB n. 1)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
	$FV_1$	VER				
1	120.00	-120.00	252.3	73287.1	0.0	37747.1
	0.003443	Ok				
2	120.00	120.00	252.3	73287.1	0.0	37747.1
	0.003443	Ok				
3	-120.00	-120.00	252.3	73287.1	0.0	37747.1
	0.003443	Ok				
4	-120.00	120.00	252.3	73287.1	0.0	37747.1
	0.003443	Ok				

#### 2-Trazione (Elemento non caricato)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	120.00	-120.00	0.0	37747.1	0.000000	Ok
2	120.00	120.00	0.0	37747.1	0.000000	Ok
3	-120.00	-120.00	0.0	37747.1	0.000000	Ok
4	-120.00	120.00	0.0	37747.1	0.000000	Ok

#### Legenda

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

### Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 6.364$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso



il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 725, CMB n. 2)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV <sub>1</sub>
	VER <sub>1</sub>			
Ala inferiore esterno	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala inferiore interno lato destro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Anima lato destro	-91.66	0.00	0.59	91.66 Ok
Anima lato sinistro	-91.66	0.00	0.59	91.66 Ok
Ala superiore interno lato destro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala superiore esterno	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 725, CMB n. 2)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	FV <sub>2</sub>
	VER <sub>2</sub>			
Ala inferiore esterno	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala inferiore interno lato destro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Anima lato destro	-91.66	0.00	0.59	91.66 Ok
Anima lato sinistro	-91.66	0.00	0.59	91.66 Ok
Ala superiore interno lato destro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok
Ala superiore esterno	-91.66	0.00	0.00	91.66 Ok

Legenda

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della trave (Nodo n. 725, CMB n. 2)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 6,43 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1927,68 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 55,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 11250,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	2946429,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	2915623,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,989545 \quad \text{Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della trave (Nodo n. 725, CMB n. 2)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 6,43 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1927,68 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 50,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 11250,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	2946429,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	2409606,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,817806 \quad \text{Ok}$		

**Ancoraggio**

Tirafondi con rosette saldate

Lunghezza tirafondi	$L_t = 150 \text{ mm}$
Lunghezza di aderenza	$L_a = 105 \text{ mm}$
Materiale rosette	Acciaio S275
Spessore rosette	$s_r = 15 \text{ mm}$
Diametro rosette	$\varnothing_r = 100 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 5 diametri (90 mm)

**Calcestruzzo**

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 725, CMB n. 2)

$$p_{max} = 6.43 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

**Verifica ancoraggio**

Si considera la massima sollecitazione di trazione agente nei tirafondi (Elemento non caricato)

Trazione di progetto dell'ancoraggio  $F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Ed} ] = 0.0 \text{ N}$

Il sistema di ancoraggio non è sollecitato

Luogo e data

Torino, 11 settembre 2019

Il progettista

