

DIREZIONE OPERE PUBBLICHE

COMMITTENTE		COMUNE					
SCR Piemonte		Città di TORINO					
LIVELLO PROGETTUALE							
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA							
CUP	TITOLO INTERVENTO						
C14E21001220001	TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO”						
CODICE OPERA	REALIZZAZIONE DELLA BIBLIOTECA CIVICA E RIQUALIFICAZIONE DEL TEATRO NUOVO						
22044D02							
ELABORATO N.	TITOLO ELABORATO						
001	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE						
DATA	SCALA	AREA PROGETTUALE					
settembre 2022	-	STRUTTURE					
FORMATO DI STAMPA	CODICE GENERALE ELABORATO		NOME FILE				
A4	22044D02_1_0_P_ST_00_CD_001_0		L2699-TOESPO-Rel Cal_nuove STR-2022-09-20.docx				
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE			DIS.	CONTR.	APPR.
0	settembre 2022	Prima Emissione			BRC	BRC	LCN
RTP PROGETTAZIONE				TIMBRI - FIRME			
<b>RAFAEL MONEO</b> Arch. Rafael Moneo (mandante) Calle Cinca 5 - 28002 Madrid (Spagna)				Progettista Strutture <b>Ing. Andrea Baracco (ICIS Srl)</b>			
 <b>ISOLARCHITETTI</b> <b>ICIS</b> Ing. Quirico				<b>Ing. Giovanni Battista Quirico (mandante)</b> Corso Giovanni Lanza, 58 - 10131 Torino			
 <b>MCM</b> GRUPPO DIMENSIONE				<b>MCM Ingegneria (mandante)</b> Vicolo Vincenzo Monti, 8, 10095 Grugliasco (TO)			
 <b>onleco</b>				<b>Onleco Srl (mandante)</b> Via Pigafetta,3 - 10129 Torino			
ORGANISMO DI CONTROLLO				SCR PIEMONTE S.p.A.			
CONTECO S.p.A. Responsabile di Commessa: <b>Ing. Daniele Baldi</b>				Responsabile del Procedimento: <b>Arch. Sergio Manto</b>			

## Sommario

1	Premessa.....	3
1.1	Interventi di nuova realizzazione .....	3
1.1.1	Nuovi volumi interrati .....	3
1.1.2	Balconata esterna.....	3
1.1.3	Parapetti.....	4
1.1.4	Soppalchi interni.....	4
1.1.5	Opere minori.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	MATERIALI.....	5
3.1.1	Calcestruzzi .....	5
3.1.2	Acciaio da cemento armato .....	5
3.1.3	Acciaio da carpenteria .....	6
4	NUOVI LOCALI IPOGEI .....	7
4.1	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	8
4.1.1	Vita nominale e Classe d'uso .....	8
4.1.2	Combinazioni delle azioni .....	8
4.1.3	Pesi propri dei materiali strutturali .....	9
4.1.4	Carichi permanenti non strutturali .....	9
4.1.5	Carichi variabili .....	9
4.2	Azioni sismiche.....	9
4.3	Modellazione della struttura.....	16
4.3.1	Premessa.....	16
4.4	DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE.....	29
4.4.1	Portanza delle fondazioni .....	29
4.4.2	Diagrammi generali delle caratteristiche di sollecitazione: struttura di fondazione.....	31
4.4.3	Diagrammi generali delle caratteristiche di sollecitazione: struttura in elevazione.....	36
4.5	VERIFICA STRUTTURE .....	40
4.5.1	Verifica strutture di fondazione: travi.....	40
4.5.2	Verifica strutture di fondazione: platee .....	44
4.5.3	Verifica pilastri .....	49
4.5.4	Verifica solaio di copertura .....	52
4.5.5	Verifica nuclei in c.a.....	62
4.5.6	Verifica scale .....	68
4.5.7	Verifica muri controterra .....	74
4.6	Verifica berlinese in micropali .....	79
4.6.1	Metodo di calcolo .....	79
4.6.2	Strati .....	80
4.6.3	Paratia .....	81
4.6.4	Step di progetto.....	82
4.6.5	Risultati.....	86
5	Balconata esterna.....	91
5.1	Analisi dei carichi.....	92

5.2	Sollecitazioni e verifiche .....	93
5.3	Deformabilità .....	95
6	Parapetti.....	97
7	Soppalchi interni.....	98
7.1	Analisi dei carichi.....	99
7.1.1	Permanentemente portati.....	99
7.1.2	Carichi di esercizio .....	99
7.2	Sollecitazioni e verifiche .....	100
7.3	Deformabilità .....	100
7.4	Verifica travi esistenti .....	102
8	OPERE MINORI.....	105
8.1	Platea compatibili .....	105
8.2	Gradonate esterne .....	107
8.3	Carpenteria metallica di supporto del controsoffitto .....	110

## 1 Premessa

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo relativa ai nuovi interventi strutturali nell'ambito dell'intervento di rifunzionalizzazione dei padiglioni 2, 2b e 4 del complesso fieristico di Torino Esposizioni, sito in corso Massimo D'Azeglio, a Torino.

Di seguito vengono brevemente descritti gli interventi strutturali di nuova realizzazione per le nuove funzioni e gli spazi tecnici.

Si descrivono le norme di riferimento, le azioni, i nuovi materiali, le modalità di calcolo, gli schemi adottati e i software impiegati per modellazioni agli elementi finiti e per le verifiche. Si riporta la sintesi delle verifiche svolte per l'analisi di vulnerabilità e per i nuovi interventi, rimandando alle relazioni di calcolo per gli aspetti di dettaglio.

### 1.1 Interventi di nuova realizzazione

I nuovi interventi prevedono: la realizzazione di un nuovo volume interrato; la realizzazione di una nuova balconata esterna lato parco del Valentino, in sostituzione di quella esistente per ragioni legate essenzialmente alla necessità dimensionale delle nuove vie d'esodo; la sostituzione dei parapetti delle balconate interne ed esterna; la realizzazione di nuovi soppalchi al di sopra delle balconate interne.

#### 1.1.1 Nuovi volumi interrati

I nuovi volumi interrati sono necessari a realizzare nuovi spazi funzionali per la biblioteca e per ricavare i locali tecnici al servizio del fabbricato. Vengono scavati con un ingombro in pianta di circa 67,0x70 m, nel centro del padiglione 2, in adiacenza al padiglione 4, avendo cura di mantenere una distanza di sicurezza dal piede delle *pilastroni* esistenti pari almeno alla profondità del nuovo interrato. Per procedere allo scavo in sicurezza lungo il perimetro è prevista la realizzazione di una berlinese di contenimento provvisoria contro la quale viene realizzato il muro portante.

La porzione del cunicolo tecnico esistente del padiglione 4 che confina con il nuovo interrato viene anch'essa abbassata, circa di 1,50m, per creare così un *anello tecnico* attorno ai nuovi volumi in grado di servire tutto il fabbricato. Anche in questo caso per contenere le parti laterali che restano in quota si provvede alla realizzazione di un tratto di berlinese nel cunicolo ad entrambe le estremità della zona da scavare.

La quota di fondo scavo è vincolata dalla presenza di un collettore di acque bianche esistente (ovoidale Ø2,0m), da cui l'estradosso delle fondazioni si trova a quota -5.10m. Per proteggere il collettore è prevista la realizzazione di una fascia di jet-grouting attorno ad esso per consentire lo scavo senza detensionare l'ovoidale. La struttura in elevazione è costituita dai setti perimetrali per contenimento terra e interni per gli ascensori e per le colonne di salita degli impianti, e da una serie di pilastri con scansione a 7,5m in asse alle campate della volta e variabile in direzione trasversale in funzione delle esigenze funzionali degli spazi.

Il nuovo solaio di calpestio è realizzato con una piastra bidirezionale con casseri modulari di alleggerimento in polipropilene riciclato (tipo Altax o Nautilus o equivalenti), con zone piene in corrispondenza della testa dei pilastri e dei setti.

#### 1.1.2 Balconata esterna

La nuova balconata esterna è prevista realizzata con mensole in acciaio a sezione variabile disposte in corrispondenza dei pilastri della corona esterna dell'abside, in continuità con le travi interne, fatta eccezione per la porzione in corrispondenza delle scale interne. Tra le travi a mensola viene disposta un'orditura secondaria sulla quale viene realizzato un solaio in lamiera grecata con getto integrativo alleggerito, reso solidale mediante piolatura con le travi su cui poggia. Alle estremità della balconata, verso il fronte del padiglione 2 vengono realizzate due scale in carpenteria metallica, lamiera grecata e getto integrativo, a due rampe con pianerottolo intermedio sostenuto da un pilastro, per contenere spessore, deformabilità e garantire un campo di frequenze di vibrazione, durante la percorrenza, nella zona di comfort.

### 1.1.3 Parapetti

I parapetti esistenti non risultano a norma e vengono comunque smantellati per le esigenze di rifunzionalizzazione degli spazi. I nuovi parapetti, pur richiamando quelli esistenti, presentano sezioni idonee per rispettare i limiti della normativa vigente.

### 1.1.4 Soppalchi interni

Nella rifunzionalizzazione delle balconate è prevista la realizzazione di un sistema gradonato per fornire spazi di seduta/lettura e scaffalatura lungo le pareti. Il soppalco per realizzare le gradonate è progettato con particolare attenzione ai carichi in modo da sfruttare le capacità della struttura esistente senza dover procedere al rinforzo delle stesse, anche nell'ottica di non alterare in maniera significativa i carichi complessivi in fondazione e per le azioni simiche. La struttura è costituita da una serie di reticolari con profili scatolari per montanti e correnti e coppie di profili a L per le controventature. I piani sono realizzati con lamiera greca e getto integrativo in calcestruzzo alleggerito. La scelta di utilizzare una struttura metallica è dettata da un lato per mantenere l'elemento più leggero possibile sfruttando al massimo le sezioni, dall'altro per agevolare la progettazione antincendio utilizzando materiale incombustibile.

### 1.1.5 Opere minori

All'interno dell'opera si possono identificare una serie di "opere minori", correlate a esigenze distributive o impiantistiche, realizzate in cemento armato e/o in carpenteria metallica di seguito elencate:

- gradonate esterne, in similitudine ai soppalchi interni ma con finitura in moduli in calcestruzzo armato prefabbricati, essendo lasciati esposti alle intemperie;
- cunicoli impianti per le distribuzioni a piano terra dai nuovi locali interrati al di sotto delle balconate interne e verso la manica Sottsass, dove sono organizzate le risalite per le distribuzioni verticali;
- banchi tubi nel cortile orientale per il collettamento dei pluviali e il collegamento tra la cabina elettrica e la centrale tecnologica esterna;
- basamenti per la riserva idrica del water-mist e per il serbatoio idranti, comprensivo di cabina pompe;
- basamenti per le UTA;
- platea per scaffali compatibili dell'archivio storico al semi-interrato;
- carpenteria metallica di supporto del controsoffitto REI e delle cortine VVF;
- apertura varco di collegamento nel muro esistente per collegamento piano semi-interrato tra locali esistenti e nuovi locali;
- vani ascensore;
- teste per i pozzi di emungimento e restituzione.

Delle "opere minori" principali, quali i cunicoli impianti, si riporta un calcolo di massima. Tali opere dovranno opportunamente essere integrate in fase di progetto esecutivo, definiti i dettagli e i carichi di macchinari e/o apparati edili connessi.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le tematiche strutturali vengono trattate pensate in accordo ai principi della conservazione e tutela dei beni e nel rispetto delle seguenti direttive e norme:

- **D.M. 17 GENNAIO 2018:** Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni;
- **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;
- **DIRETTIVA 09/02/2011:** Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.
- **CIRCOLARE n.26/2010 MIBAC:** Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale
- **D.G.R. N°10-4161 del 26/11/2021: D.P.R. 380/2001.** Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione

del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021;

Si intendono ivi comprese le norme, i codici e le linee guida indicati nelle suddette norme, quali ad esempio gli Eurocodici (serie UNI EN da 1990 a 1998), le istruzioni CNR e le linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Relativamente ai principi di protezione e riparazione di strutture esistenti in calcestruzzo si richiama la serie delle UNI EN1504.

### 3 MATERIALI

#### 3.1.1 Calcestruzzi

Tenuti in conto i requisiti antincendio e di durabilità, si riassumono nel prospetto seguente, in funzione del tipo di membrature, i requisiti minimi per le forniture dei conglomerati cementizi specificando la classe di esposizione, il rapporto massimo acqua/cemento, la resistenza caratteristica, il contenuto di cemento, la dimensione massima dell'aggregato, la classe di consistenza dei getti, il copriferro, determinati in accordo alle NTC e alla norma UNI EN 206 (e relativo documento applicativo nazionale UNI 11104).

Tabella 1: Requisiti funzionali dei calcestruzzi

Struttura	Classe di esposizione	Rapporto a/c max	Contenuto di cemento [kg/m³]	R <sub>ck</sub> [N/mm²]	Ø <sub>max,inerte</sub> [mm]	Classe di consistenza	Copriferro [mm]
Fondazioni	XC2	0,60	280	37	32	S4	30
Solette	XC3	0,55	280	37	20	S4	25
Elevazioni	XC3	0,55	280	37	20	S4	25
Berlinesi	XC2	0,60	280	30	20	S4	-

Come specificato nei vari elaborati è quindi ammesso l'impiego di conglomerati cementizi secondo le classi descritte di seguito.

Tabella 2: Classi di calcestruzzo ordinario

TIPO	R <sub>ck</sub>	f <sub>ck</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctm</sub>	f <sub>ctk0,05</sub>	f <sub>ctd,t</sub>	f <sub>ctd,f</sub>	f <sub>bk</sub>	f <sub>bd</sub>	E <sub>cm</sub>
C25/30	30,00	24,90	14,11	2,56	1,79	1,19	1,43	4,03	2,69	31'447,2
C30/37	37,00	30,71	17,40	2,94	2,06	1,37	1,64	4,64	3,09	33'019,4

È inoltre previsto l'impiego di calcestruzzi di aggregati leggeri secondo le classi di seguito descritte.

Tabella 3: Classi di calcestruzzo alleggerito

TIPO	R <sub>lck</sub>	f <sub>lck</sub>	f <sub>lcd</sub>	f <sub>lctm</sub>	f <sub>lctk0,05</sub>	f <sub>lctd,t</sub>	f <sub>lctd,f</sub>	f <sub>lbk</sub>	f <sub>lbd</sub>	E <sub>lcm</sub>
LC16/18 - D1.2	18,00	16,00	9,07	0,71	0,50	0,33	0,40	1,12	0,75	14'599
LC25/28 - D1.8	28,00	25,00	14,17	2,29	1,43	0,95	1,14	3,22	2,15	21'070

#### 3.1.2 Acciaio da cemento armato

Acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e saldabile: f<sub>y,nom</sub> = 450 N/mm²; f<sub>t,nom</sub> = 540 N/mm².

Tabella 4: Caratteristiche acciai B450C

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f <sub>yk</sub>	≥ f <sub>y,nom</sub>	5.0
Tensione caratteristica di rottura f <sub>tk</sub>	≥ f <sub>t,nom</sub>	5.0
(f <sub>t</sub> / f <sub>y</sub> ) <sub>k</sub>	≥ 1,15 < 1,35	10.0
(f <sub>t</sub> / f <sub>ynom</sub> ) <sub>k</sub>	≤ 1,25	10.0

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a $90^\circ$ e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\varnothing < 12\text{mm}$	4 $\varnothing$	
$12 \leq \varnothing \leq 16\text{mm}$	5 $\varnothing$	
$16 \leq \varnothing \leq 25\text{mm}$	8 $\varnothing$	
$25 \leq \varnothing \leq 40\text{mm}$	10 $\varnothing$	

Per le reti di acciaio elettrosaldate è ammesso anche l'uso di acciaio B450A controllato in stabilimento:  $f_{y\text{nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{t\text{nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$ .

Tabella 5: Caratteristiche acciai B450A

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\text{nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t\text{nom}}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_t / f_{y\text{nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 2,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a $90^\circ$ e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\varnothing < 10\text{mm}$	4 $\varnothing$	

### 3.1.3 Acciaio da carpenteria

Come meglio specificato negli elaborati, è ammesso l'impiego degli acciai con le seguenti caratteristiche:

Tabella 6: Classi di acciai da carpenteria

TIPO	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{y2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yt3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S235J0-JR	360,00	235,00	223,81	223,81	223,81	188,00	1,05	1,05	1,25	210'000
S275J0-JR	430,00	275,00	261,90	261,90	261,90	220,00	1,05	1,05	1,25	210'000

#### 3.1.3.1 Collegamenti bullonati

Si prevede l'impiego di bulloni di classe 4.6 e 8.8.

Tabella 7: Classi di appartenenza viti e dadi

	Normali			Ad alta resistenza	
<b>Vite</b>	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
<b>Dado</b>	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi di resistenza sopra riportate sono indicate nella tabella successiva.

Tabella 8: Tensioni di snervamento e di rottura delle viti

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	300	480	640	900
$f_{tb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	400	500	600	800	1000

#### 3.1.3.2 Collegamenti saldati

Le saldature si prevedono con elettrodo ISO 2560-A-E 42 0 1Ni B. Se non altrimenti specificato negli elaborati di progetto si intendono di lato pari a 0.8 volte lo spessore minimo degli elementi collegati.

## 4 NUOVI LOCALI IPOGEI

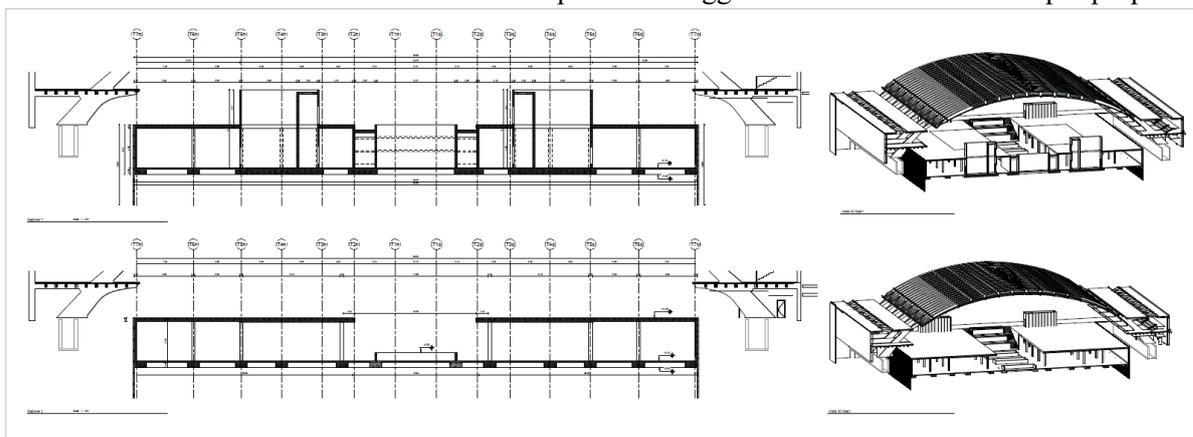
Il nuovo manufatto ipogeo ha una altezza interna di circa 4.95m, misurata tra il grezzo delle strutture. La quota di estradosso delle fondazioni è di -5.10m. In pianta occuperà una superficie rettangolare di circa 67.3m x 69.5m.

Per l'esecuzione dello scavo di fondazione viene propedeuticamente realizzata una berlinese di micropali utilizzando tubi in acciaio Ø159 sp. 10mm di altezza 11m posti ad interasse di 30cm. Attualmente, per via delle tempistiche correlate alle procedure PNNR, in pendenza di definizioni puntuali a seguito dei saggi geognostici e delle caratterizzazioni geotecniche – richieste e in fase di affidamento/esecuzione – sono previsti dei tiranti in acciaio a quota -2.00m con una inclinazione di 30° sul piano orizzontale e posti ad interasse di 3.0m soggetti ad un carico massimo di 34ton con una lunghezza libera di 7m e una lunghezza del bulbo di 8m, con trave di collegamento HEA 240.

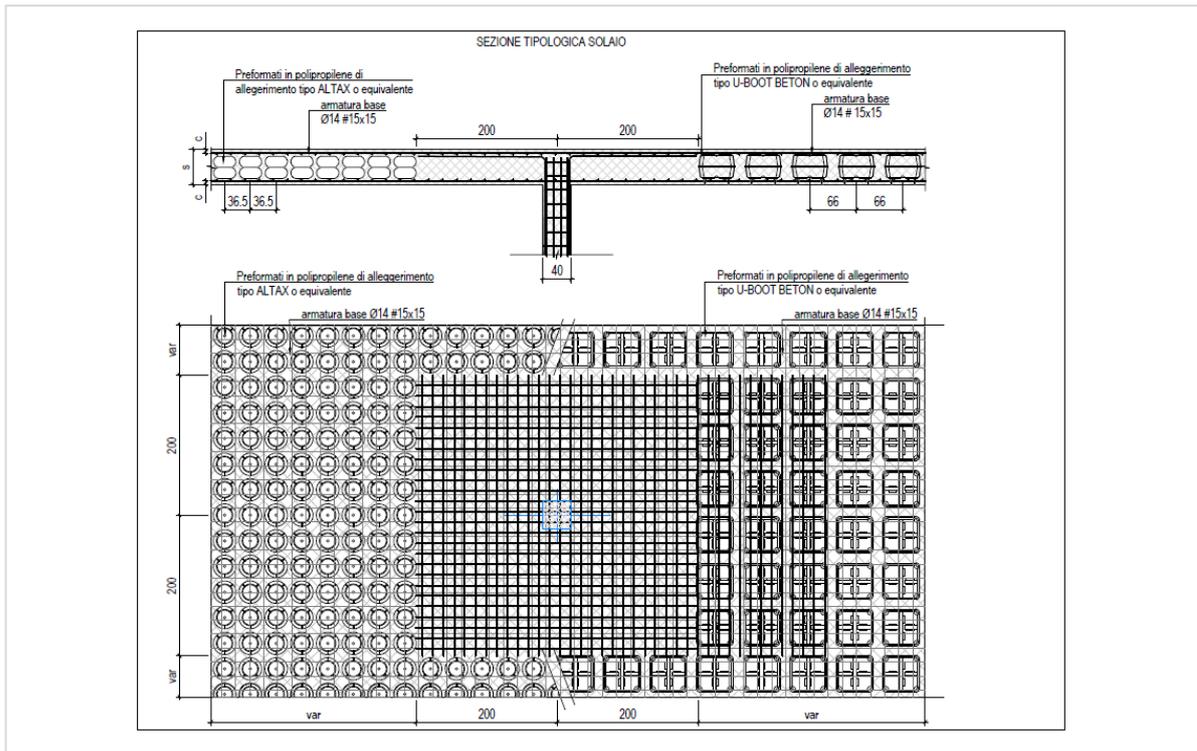
Le fondazioni sono costituite da un graticcio di travi rovesce di dimensioni 120x60 cm e 150x100 cm, per le zone maggiormente sollecitate. In corrispondenza dei nuclei ascensori e delle gradonate/scale le fondazioni sono previste a platea di spessore 60cm. Per le elevazioni, sono previsti muri controterra con spessore 30cm, e pilastri con dimensioni 40x40cm e 60x40cm in corrispondenza del solaio con luce maggiore. I setti dei nuclei ascensori, delle scale e delle gradonate hanno spessore di 25cm. La copertura dei nuclei ascensori è costituita da solette piene di spessore 25cm, le solette delle gradonate hanno spessore 20cm. Le rampe delle scale sono solette piene di spessore 15cm.

Il solaio di copertura dei locali ipogei, ad eccezione della zona delle gradonate, è costituito da una soletta alleggerita di spessore 40cm, verrà realizzato con travi in spessore 150x40cm poste nelle due direzioni ortogonali. I campi interni alle travi saranno realizzati mediante una soletta di spessore 40cm alleggerita mediante elementi in polipropilene.

Le zone con solaio di luce maggiore avranno travi in spessore 150/200x50cm mentre i relativi solai interni fra le travi saranno realizzati mediante una soletta di sp. 50cm alleggerita mediante elementi in polipropilene.



*Viste sezioni tipologiche*



Sezioni tipologica del solaio

#### 4.1 AZIONI SULLA STRUTTURA

In accordo con le sopra citate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili sui solai
- azioni sismiche

I carichi in base ai quali sono state calcolate le varie parti delle strutture delle opere in oggetto sono quelli indicati dal D.M. 17 GENNAIO 2018 (Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”).

##### 4.1.1 Vita nominale e Classe d'uso

In riferimento ai punti 2.4.1 e 2.4.2 del D.M. 17/01/18, per il nuovo fabbricato ipogeo in oggetto si prevede:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni
- Classe d'uso: Classe II

##### 4.1.2 Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- *Combinazione fondamentale (SLU):*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione caratteristica-rara (SLE):*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente (SLE):*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione quasi-permanente (SLE):*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica:*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

#### 4.1.3 Pesì propri dei materiali strutturali

Tenuti presenti i pesi dei principali materiali strutturali di cui alla Tabella 3.1.I del predetto D.M. 17/01/18, si precisa che quali pesi propri strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	$G_1(\text{daN/m}^3)$	$G_1(\text{daN/m}^2)$
Terreno	1800	
Cemento armato	2500	
Acciaio	7850	

#### 4.1.4 Carichi permanenti non strutturali

Tenuto presente quanto indicato al paragrafo 3.1.3 del predetto D.M. 17/01/18, si precisa che quali carichi permanenti non strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	$G_2(\text{daN/m}^2)$
Pavimenti + sottofondi	250
Impianti	50

#### 4.1.5 Carichi variabili

Quali carichi variabili, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, sono stati adottati, ai sensi della Tabella 3.1.II del predetto D.M. 17/01/18, i valori seguenti per i carichi:

CATEGORIA	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti (daN/m <sup>2</sup> )	Verticali concentrati (daN)	Orizzontali lineari (daN/m)
C3	Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	600	500	300

## 4.2 Azioni sismiche

### 4.2.1.1 Analisi

Il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLV

Il metodo di analisi utilizzato per la determinazione dell'azione sismica è il metodo dell'**Analisi lineare dinamica**.

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad [7.3.4]$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$\xi_{i,j}$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j / T_i$ ).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento  $\xi$  dei modi  $i$  e  $j$ , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

### Calcolo $T_1$

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

$C_1 = 0.050$  (per edifici con struttura a setti in calcestruzzo)

$H = 5.35\text{m}$  (altezza dell'edificio dal piano di fondazione)

$$T_1 = 0.050 \cdot 5.35^{3/4} = 0.18\text{s}$$

Le verifiche devono essere condotte nei confronti della stabilità (Stato Limite Ultimo) e nei confronti del danno (Stato Limite di Danno).

#### 4.2.1.2 Parametri sismici

Valutazione della pericolosità sismica

**ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA**

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
13792	7.619	45.041	5.530
13793	7.689	45.045	3.090
13571	7.684	45.095	2.767
13570	7.614	45.091	5.295

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località: TORINO (TO)

Longitudine: 7.6740 Latitudine: 45.0700

Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	30.11	0.0237	2.576	0.180
SLD	63	50.29	0.0294	2.587	0.194
SLV	10	474.56	0.0563	2.758	0.270
SLC	5	974.79	0.0668	2.806	0.290

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
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]

p.e. 10% in 50 anni

#### 4.2.1.3 Classe di duttilità dell'edificio

La costruzione è progettata secondo un comportamento strutturale non dissipativo, in accordo al paragrafo 7.2.2 delle NTC. Nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6).

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

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

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

$$q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} \cdot 3,0 = 2,0 \quad \rightarrow \quad q_{ND} = 1,5$$

#### 4.2.1.4 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti) sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

La componente verticale è tenuta in conto solo nei casi previsti dalle norme.

#### 4.2.1.5 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  $P_{ver}$  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 $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	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.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico,  $S_{ve}$ , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
<b>A, B, C, D, E</b>	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
			Km
Loc.	7.674	45.070	
13792	7.619	45.041	5.530
13793	7.689	45.045	3.090
13571	7.684	45.095	2.767
13570	7.614	45.091	5.295

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.024	2.576	0.180
SLD	63.0	50.3	0.029	2.587	0.194
SLV	10.0	474.6	0.056	2.758	0.270
SLC	5.0	974.8	0.067	2.806	0.290

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.024	1.500	2.576	0.535	0.111	0.333	1.695
SLD	0.029	1.500	2.587	0.599	0.117	0.350	1.718
SLV	0.056	1.500	2.758	0.883	0.146	0.437	1.825
SLC	0.067	1.500	2.806	0.979	0.153	0.458	1.867

4.2.1.6 Risultati analisi sismiche

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.155 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.084 sec.
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 3.500
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.155 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.085 sec.
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 3.500
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.155 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.090 sec.
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 3.423
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.155 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.082 sec.
			fattore q: 1.500
			amplificazione ND (non dissipativi): 1.000
			fattore per spost. mu d: 3.500
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.114 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.084 sec.
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.114 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.085 sec.
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

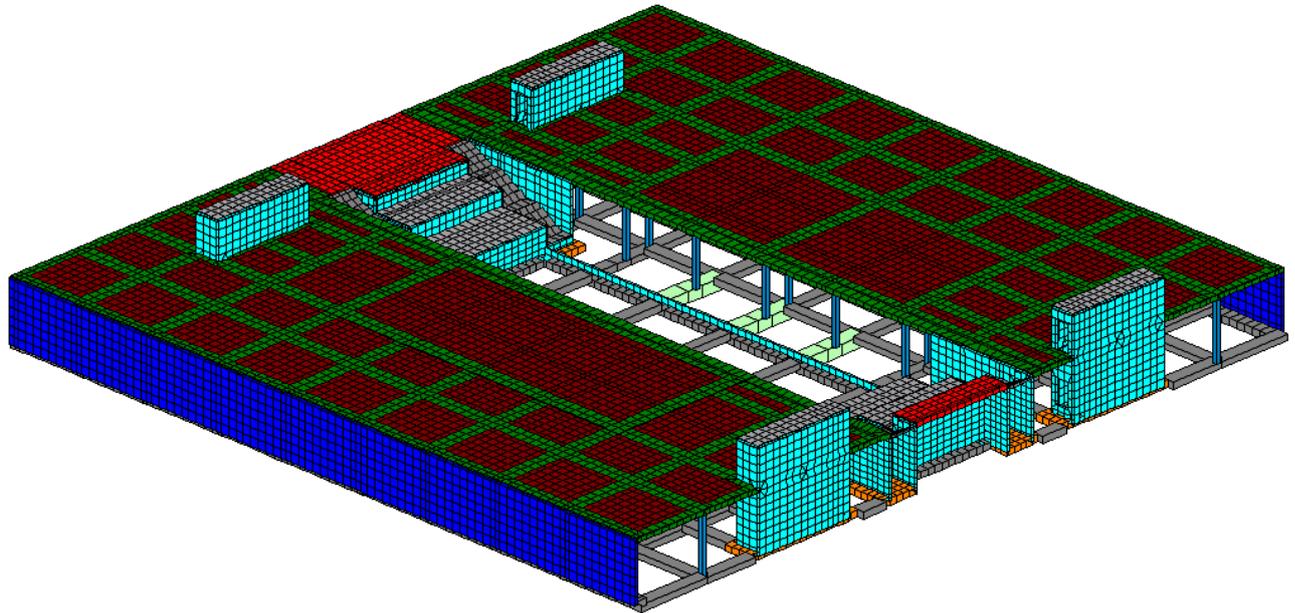
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.114 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.090 sec.
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.500
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.114 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.082 sec.
			numero di modi considerati:100
			combinaz. modale: CQC

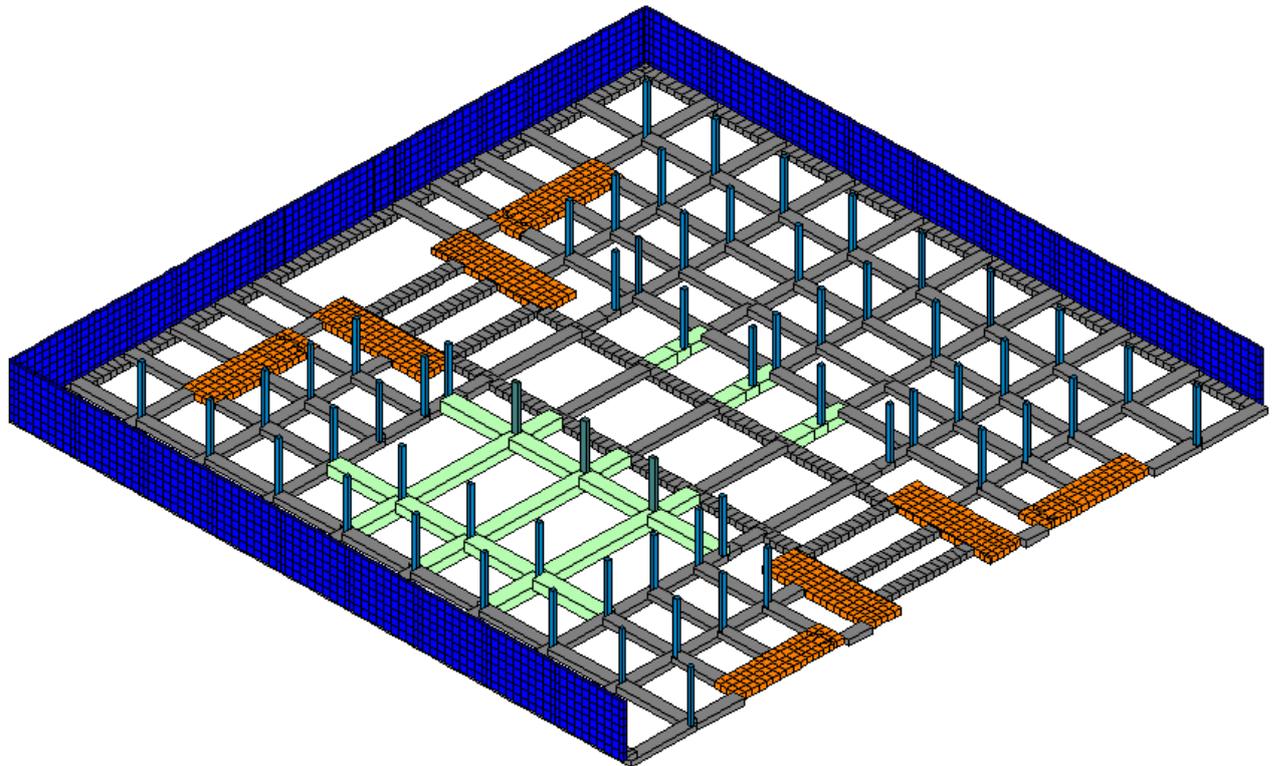
### 4.3 Modellazione della struttura

#### 4.3.1 Premessa

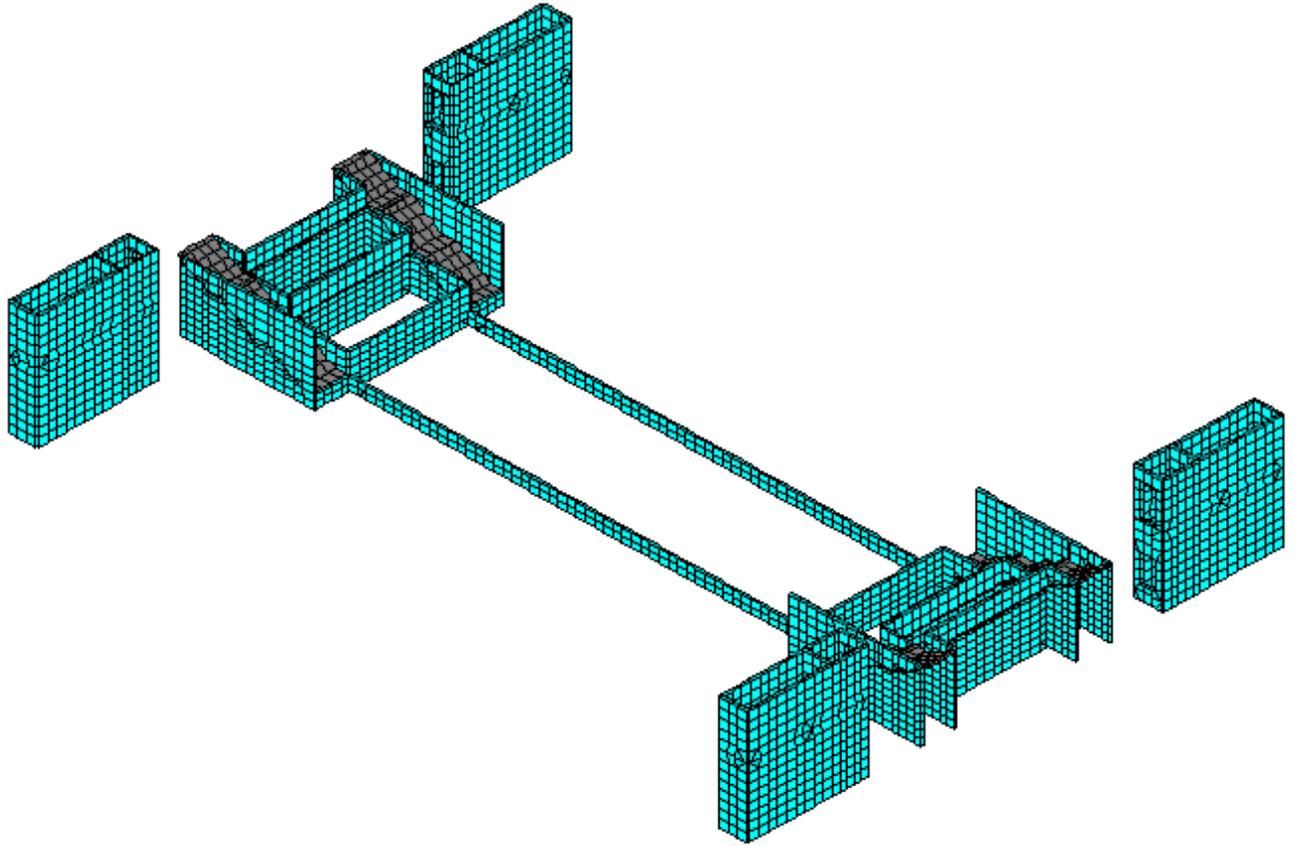
La verifica della struttura è stata eseguita con il metodo degli elementi finiti applicato al modello qui raffigurato.



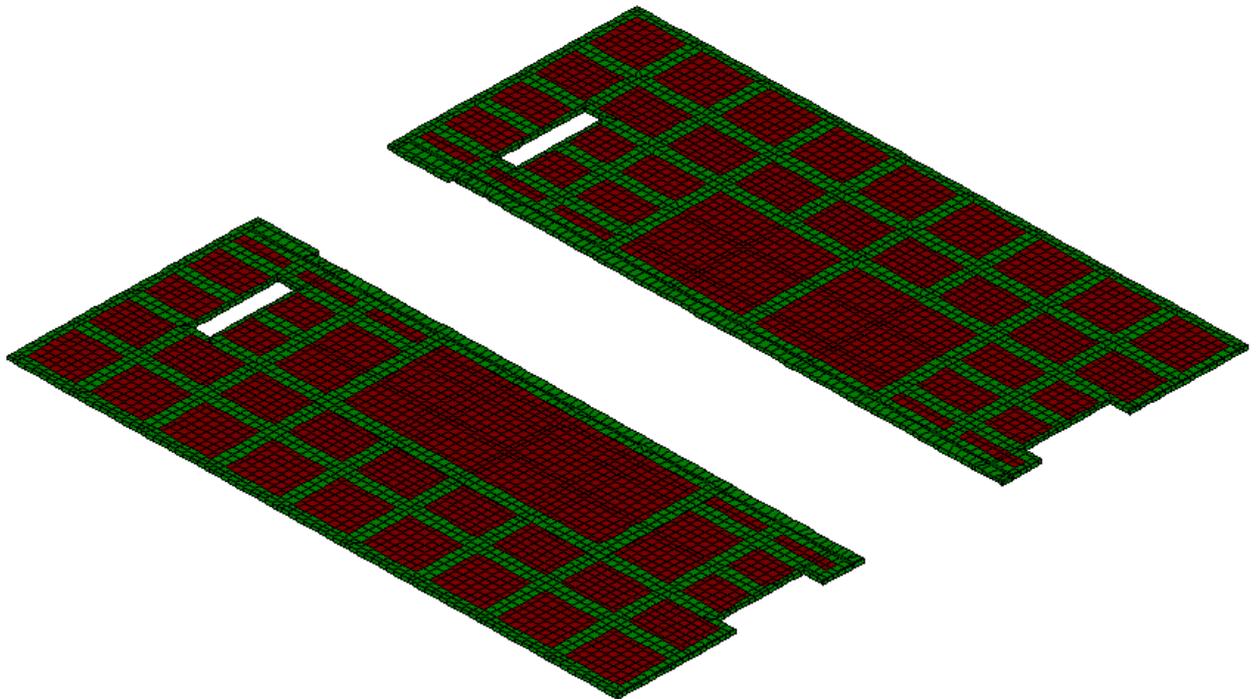
*Vista complessiva*



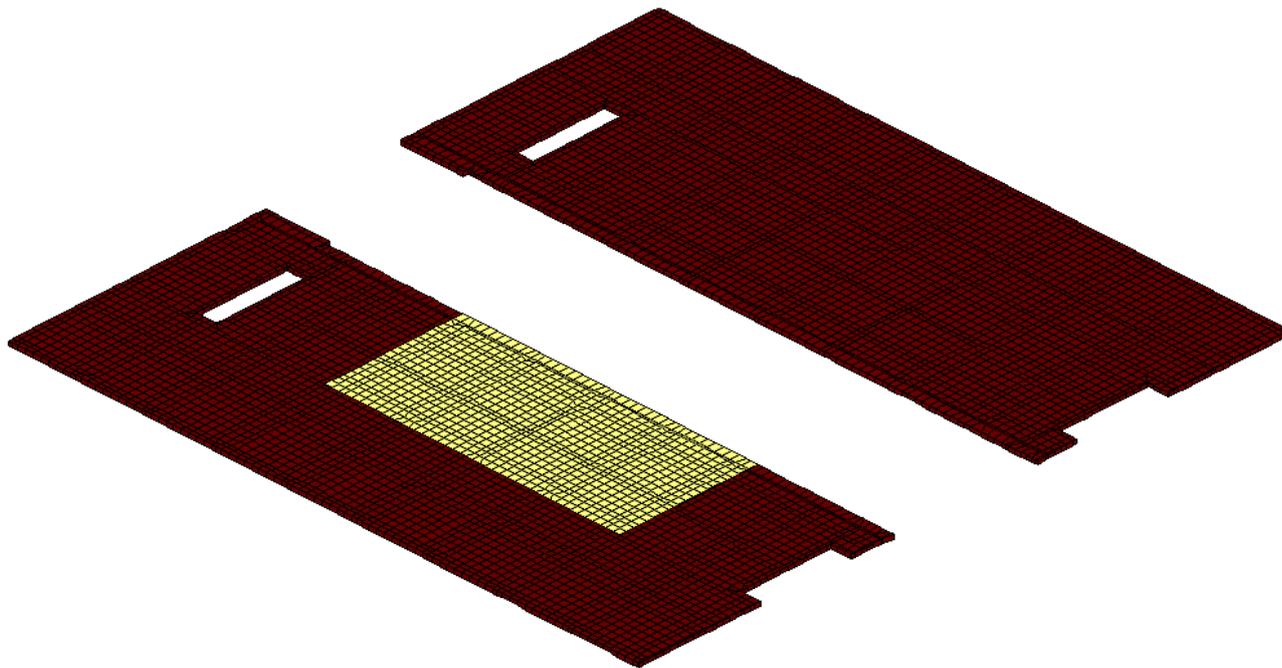
*Fondazioni + pilastri + muro controterra*



*Nuclei in c.a. + zone gradonate-scale*

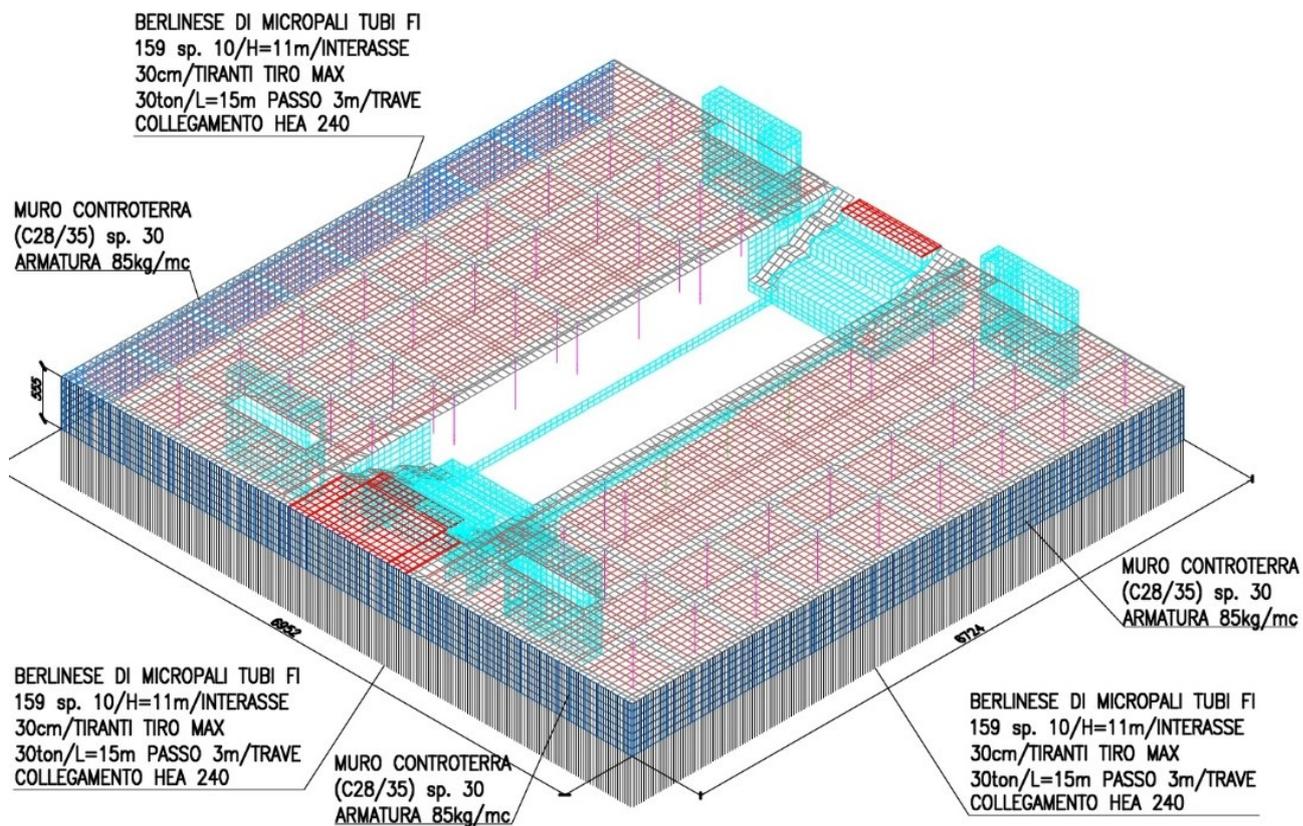


*Solaio con rappresentazione travi e solaio alleggeriti*

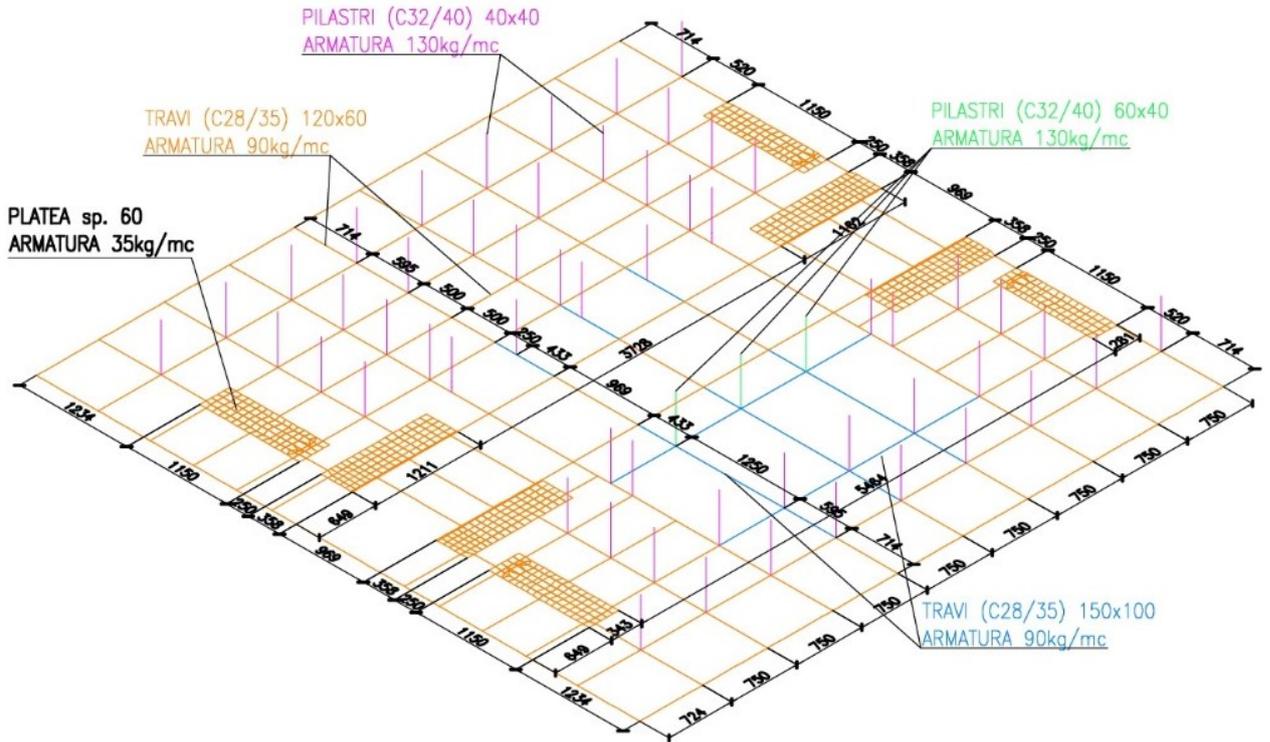


Solaio con rappresentazione diversi spessori (giallo sp. 50cm – marrone sp. 40cm)

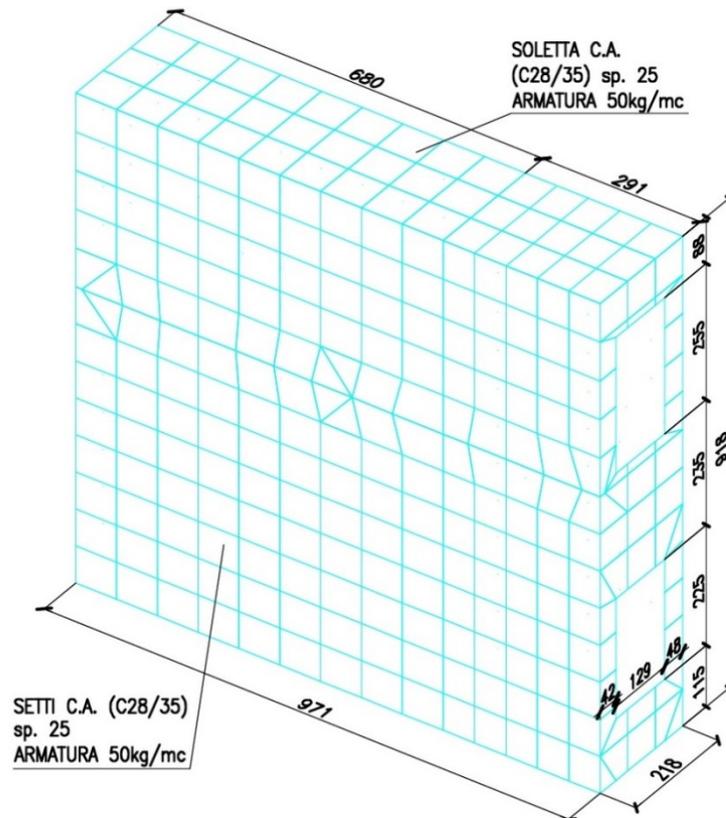
#### 4.3.1.1 Geometria sezioni



Vista complessiva



Fondazioni + pilastri



Nuclei in c.a.

**SOLETTA (C32/40)**  
**ALLEGGERITA CON ELEMENTI**  
**IN POLIPROPILENE**



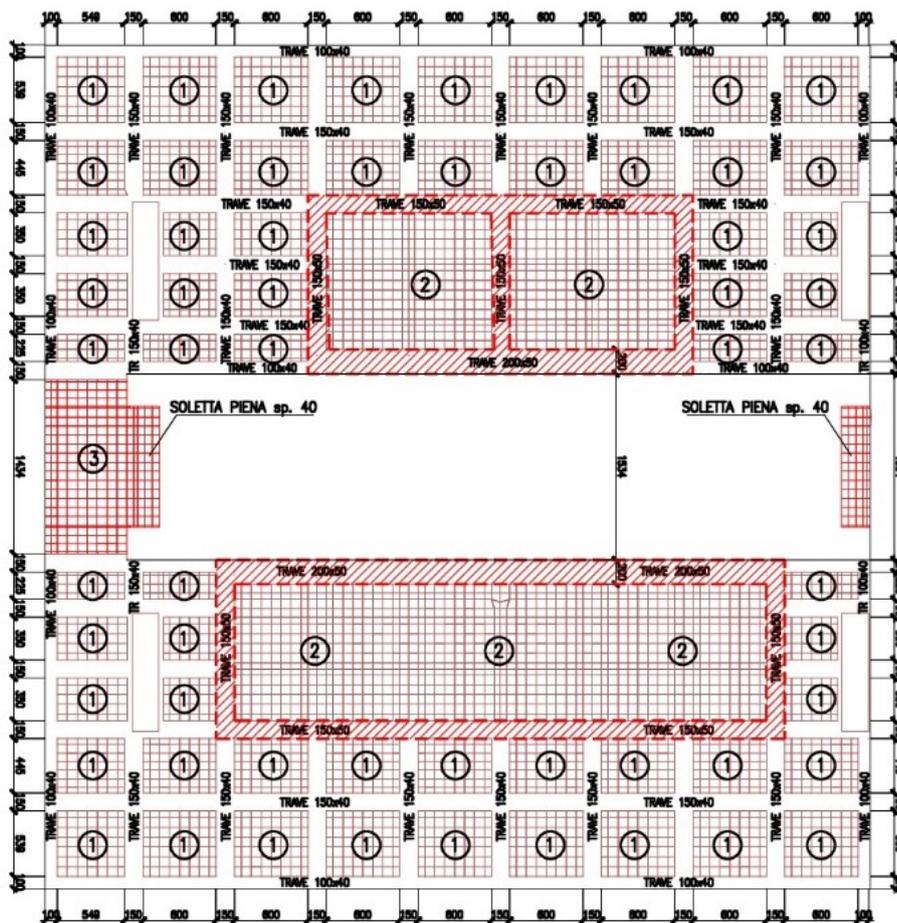
**INCIDENZA ARMATURA SOLETTA**  
**ALLEGGERITA (CAMPI TIPO 1–sp.**  
**40cm)= 75kg/mc**

**INCIDENZA ARMATURA SOLETTA**  
**ALLEGGERITA (CAMPI TIPO 2–sp.**  
**50cm)= 130kg/mc**

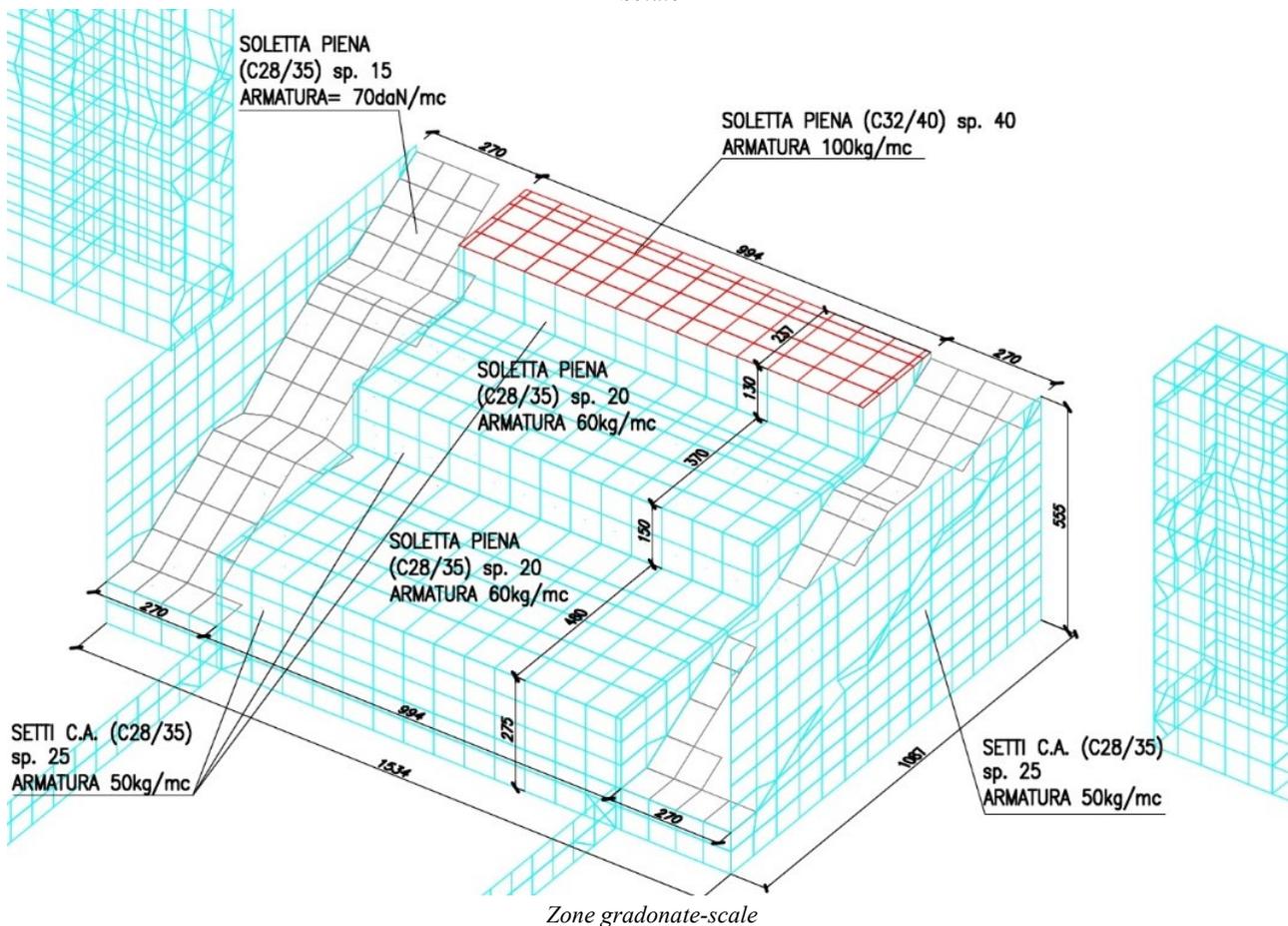
**INCIDENZA ARMATURA SOLETTA**  
**PIENA (CAMPI TIPO 3–sp.**  
**40cm)= 100kg/mc**

**INCIDENZA ARMATURA TRAVI**  
**(evidenziate–sp.50cm)=**  
**130kg/mc**

**INCIDENZA ARMATURA TRAVI (non**  
**evidenziate–sp. 40cm)=**  
**105kg/mc**



*Solaio*



*Zone gradonate-scale*

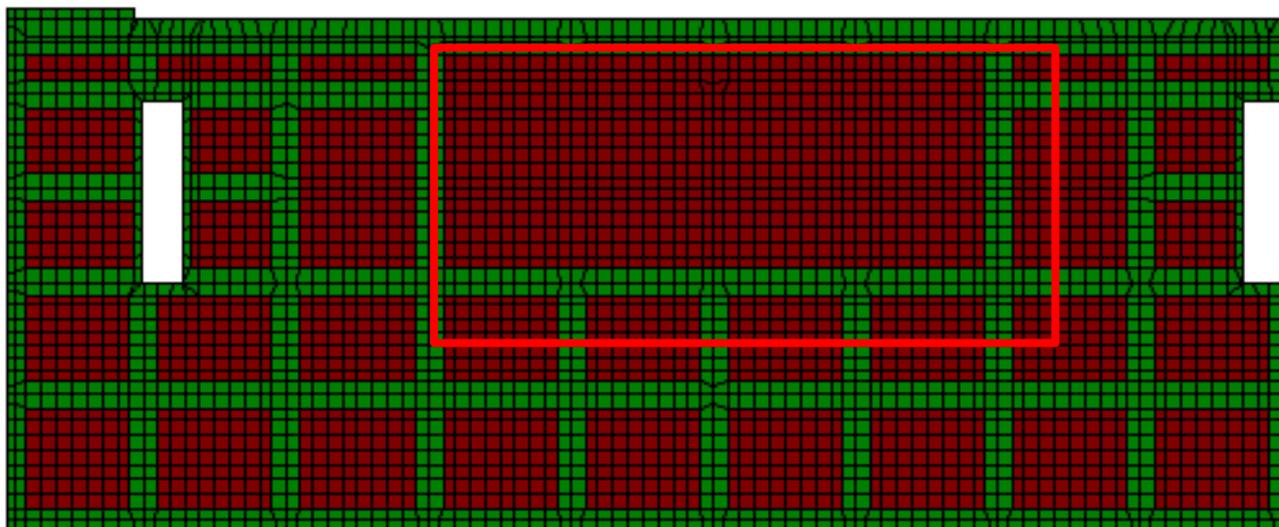
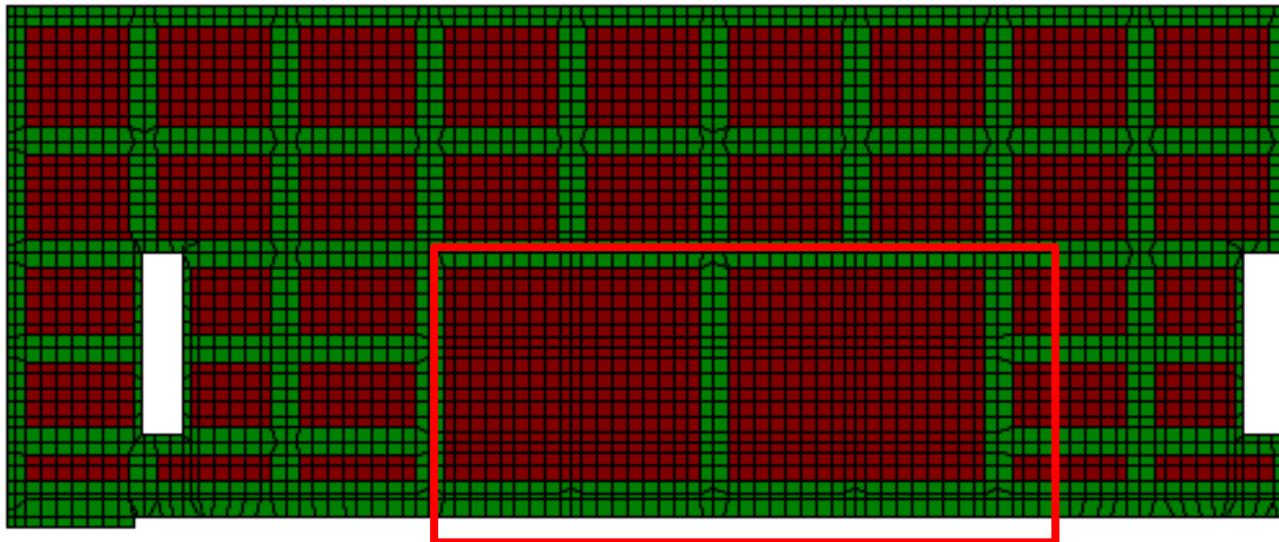
#### 4.3.1.2 *Modellazione solaio di copertura*

Il solaio di copertura è costituito da travi in c.a. di altezza 40cm e larghezza 150cm. Le travi perimetrali hanno larghezza 100cm.

I campi interni sono costituiti da solette in c.a. di spessore 40cm alleggerite con elementi in polipropilene.

Ai fini del calcolo le solette sono state schematizzate con elementi pieni ma con rigidezza (modulo E) pari al 90% della soletta piena e con peso pari al 80% della soletta piena.

Nelle zone indicate con i riquadri rossi le travi e i solai hanno spessore 50cm.



*Solaio di copertura*

#### 4.3.1.3 *Carichi applicati*

##### 4.3.1.3.1 *Peso proprio – $G_{gk}$*

Il peso proprio della struttura (caso di carico 1) è il peso proprio di tutti gli elementi costituenti la struttura e raffigurati nel modello (calcolato automaticamente dal programma)

#### 4.3.1.3.2 Carichi permanenti – $G_{1k}$

A tutti gli elementi del solaio di copertura, comprese le scale, è stato applicato un carico pari a  $P=300\text{daN/mq}$ .

Carico variabile generale

Stringa identificativa

Direzione ascissa  
 Var. x-x    Var. y-y    Var. z-z  
 Var. radiale  
 Valore Q uniforme =

ID	Ascissa	Valore Q

Dati di carico

Qx    Qy    Qz

Uso per pressione  
 Uso per carico di superficie  
 Uso per carico in proiezione  
 Uso per carico lineare

Dimensione per elementi D2

Per carico di pressione:  
 x di riferimento  
 y di riferimento  
 z di riferimento

Elementi Solido e D3 (carico lineare):  
utilizzare <aiuto per Solidi e D3>

Valore Q:  
F/L uso per carico lineare  
F/L2 altri usi

Unità in uso: daN,cm,gradi

Andamento angolare (per Var. z-z)

Adotta serie di Fourier

x centro  
 y centro  
 Angolo di ingresso (fase)

cf 0  
 cf 1  
 cf 2  
 cf 3  
 cf 4

Agli elementi del muro controterra è stato applicato un carico distribuito variabile lungo l'altezza del muro.

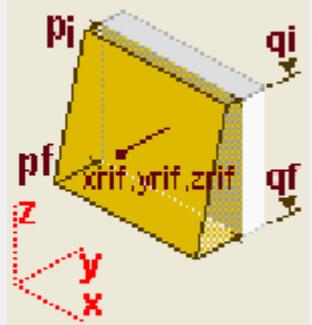
La pressione massima, in corrispondenza della base è pari a:

$$c\gamma \cdot H \cdot K_0 = \gamma \cdot H \cdot (1 - \sin\varphi) = 1800 \cdot 5.50 \cdot (1 - \sin 30^\circ) = 4950 \text{ daN/mq}$$

La pressione minima, in corrispondenza della sommità è pari a:  $P_{\text{base}} = 0$

Carico pressione variabile

Stringa identificativa	Spinta terreno positiva
<b>Dati di carico</b>	
pressione pi	0.0 [ daN/cm2 ]
quota pi	0.0 [ cm ]
pressione pf	-0.495 [ daN/cm2 ]
quota pf	-550.0 [ cm ]
<b>Posizione punto di riferimento</b>	
x riferimento	500.0 [ cm ]
y riferimento	500.0 [ cm ]
z riferimento	150.0 [ cm ]



#### 4.3.1.3.3 Carichi Variabili – $Q_k$

A tutti gli elementi del solaio di copertura, comprese le scale, è stato applicato un carico pari a  $Q=600\text{daN/mq}$ .

Carico variabile generale

Stringa identificativa  
Q=600daN/mq

Direzione ascissa  
 Var. x-x    Var. y-y    Var. z-z  
 Var. radiale  
 Valore Q uniforme = -0.06

ID	Ascissa	Valore Q

Dati di carico  
 Qx    Qy    Qz  
 Uso per pressione  
 Uso per carico di superficie  
 Uso per carico in proiezione  
 Uso per carico lineare  
 Dimensione per elementi D2

Per carico di pressione:  
 x di riferimento  
 y di riferimento  
 z di riferimento

Andamento angolare (per Var. z-z)  
 Adotta serie di Fourier  
 x centro  
 y centro  
 Angolo di ingresso (fase)  
 cf 0  
 cf 1  
 cf 2  
 cf 3  
 cf 4

Elementi Solido e D3 (carico lineare):  
utilizzare <aiuto per Solidi e D3>

Valore Q:  
F/L uso per carico lineare  
F/L2 altri usi  
Unità in uso: daN,cm,gradi

inserisci riga   rimuovi riga   reset   OK   Annulla

#### 4.3.1.3.4 Spinta del terreno

##### Tipo carico di pressione variabile su piastra

Id	Tipo	pressione	quota	pressione	quota
		daN/cm2	cm	daN/cm2	cm
3	Spinta terreno positiva-PL3:pi=0.0 qi=0.0 pf=-0.49 qf=-550.00	0.0	0.0	-0.49	-550.00
4	Spinta terreno negativa-PL3:pi=0.0 qi=0.0 pf=0.49 qf=-550.00	0.0	0.0	0.49	-550.00

##### Tipo carico variabile generale

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
1	P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area Unif. Qz Area L2=0.0		-0.03		
2	Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area Unif. Qz Area L2=0.0		-0.06		

#### 4.3.1.4 Casi di carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente)	Azioni applicate:
			D3 :da 611 a 678 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 1642 a 1708 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 2024 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 2650 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 4429 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5249 a 5262 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5343 a 5380 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5382 a 5394 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5396 a 5402 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5508 a 5613 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5626 a 5681 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5686 a 5934 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6008 a 6163 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 6178 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6182 a 6295 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 6298 a 6299 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6316 a 6981 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6983 a 6987 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6989 a 6993 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6995 a 6999 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7001 a 7002 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 7004 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7006 a 7071 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7795 a 7862 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7878 a 7901 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7938 a 8022 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8145 a 8146 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8150 a 8151 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8155 a 8156 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8160 a 8161 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8165 a 8166 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8170 a 8171 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8175 a 8176 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8205 a 8206 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8210 a 8211 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8215 a 8216 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8220 a 8221 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8225 a 8226 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8235 a 8620 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8761 a 8784 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9141 a 9171 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9363 a 9518 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9557 a 9581 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9666 a 9707 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9751 a 9997 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :10020 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10023 a10037 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10096 a10133 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10135 a10147 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10149 a10166 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10171 a10329 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10332 a10412 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10415 a10522 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10524 a10582 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10592 a10711 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10714 a10717 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10722 a10745 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10748 a10985 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11002 a11025 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11062 a11830 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11832 a11924 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11926 a11927 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11929 a11930 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11932 a11933 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11935 a11936 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11938 a11939 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11941 a11942 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :11944 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da11949 a12118 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da12121 a12135 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da12194 a12231 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da12233 a12245 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da12247 a12359 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da12372 a13083 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da13100 a13123 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da13160 a14180 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14182 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14184 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14186 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14188 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14190 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14192 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14194 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14196 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14198 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14200 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14202 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14205 a14219 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14278 a14315 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da14317 a14329 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14331 a14349 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14351 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14353 a14511 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14514 a14595 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14597 a14764 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14766 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14768 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14774 a14893 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14896 a14899 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14904 a14927 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da14930 a15168 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da15184 a15207 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da15244 a15503 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da16221 a16244 Azione : P=300daN/mq-QV:unif - Qz - Area
3	Qk	CDC=Qk (variabile)	Azioni applicate:
			D3 :da 611 a 678 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 1642 a 1708 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 2024 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 2650 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 4429 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5249 a 5262 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5343 a 5380 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5382 a 5394 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5396 a 5402 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5508 a 5613 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5626 a 5681 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 5686 a 5934 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6008 a 6163 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 6178 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6182 a 6295 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6298 a 6299 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6316 a 6981 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6983 a 6987 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6989 a 6993 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 6995 a 6999 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7001 a 7002 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 : 7004 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7006 a 7071 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7795 a 7862 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7878 a 7901 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 7938 a 8022 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8145 a 8146 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8150 a 8151 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8155 a 8156 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8160 a 8161 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8165 a 8166 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8170 a 8171 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8175 a 8176 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8205 a 8206 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8210 a 8211 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8215 a 8216 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8220 a 8221 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8225 a 8226 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8235 a 8620 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 8761 a 8784 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9141 a 9171 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9363 a 9518 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9557 a 9581 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9666 a 9707 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 9751 a 9997 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :10020 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10023 a10037 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10096 a10133 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10135 a10147 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10149 a10166 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10171 a10329 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10332 a10412 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10415 a10522 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10524 a10582 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10592 a10711 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10714 a10717 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10722 a10745 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da10748 a10985 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :dal1002 a11025 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1062 a11830 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1832 a11924 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1926 a11927 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1929 a11930 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1932 a11933 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1935 a11936 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1938 a11939 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1941 a11942 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :11944 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal1949 a12118 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal12121 a12135 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal12194 a12231 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal12233 a12245 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal12247 a12359 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal12372 a13083 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal13100 a13123 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal13160 a14180 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14182 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14184 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14186 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14188 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14190 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14192 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14194 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14196 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14198 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14200 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14202 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14205 a14219 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14278 a14315 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14317 a14329 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14331 a14349 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14351 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14353 a14511 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14514 a14595 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14597 a14764 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14766 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :14768 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14774 a14893 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14896 a14899 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14904 a14927 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal14930 a15168 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal15184 a15207 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal15244 a15503 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
			D3 :dal16221 a16244 Azione : Q=600daN/mq-QV:unif - Qz - Area
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1k (permanente) partecipazione:0.60 per 3 CDC=Qk (variabile)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

#### 4.3.1.5 Combinazioni di carico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6
7	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 7
8	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 8
9	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 9
10	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 10
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE

Cmb	Tipo	Sigla Id
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
43	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43
44	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44
45	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45
46	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46
47	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47
48	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48
49	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49
50	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50
51	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51
52	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52
53	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53
54	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54
55	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55
56	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56
57	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57
58	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58
59	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59
60	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60
61	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61
62	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62
63	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63
64	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64
65	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65
66	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66
67	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67
68	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68
69	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69
70	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70
71	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71
72	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72
73	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73
74	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8	CDC 9	CDC 10	CDC 11
1	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

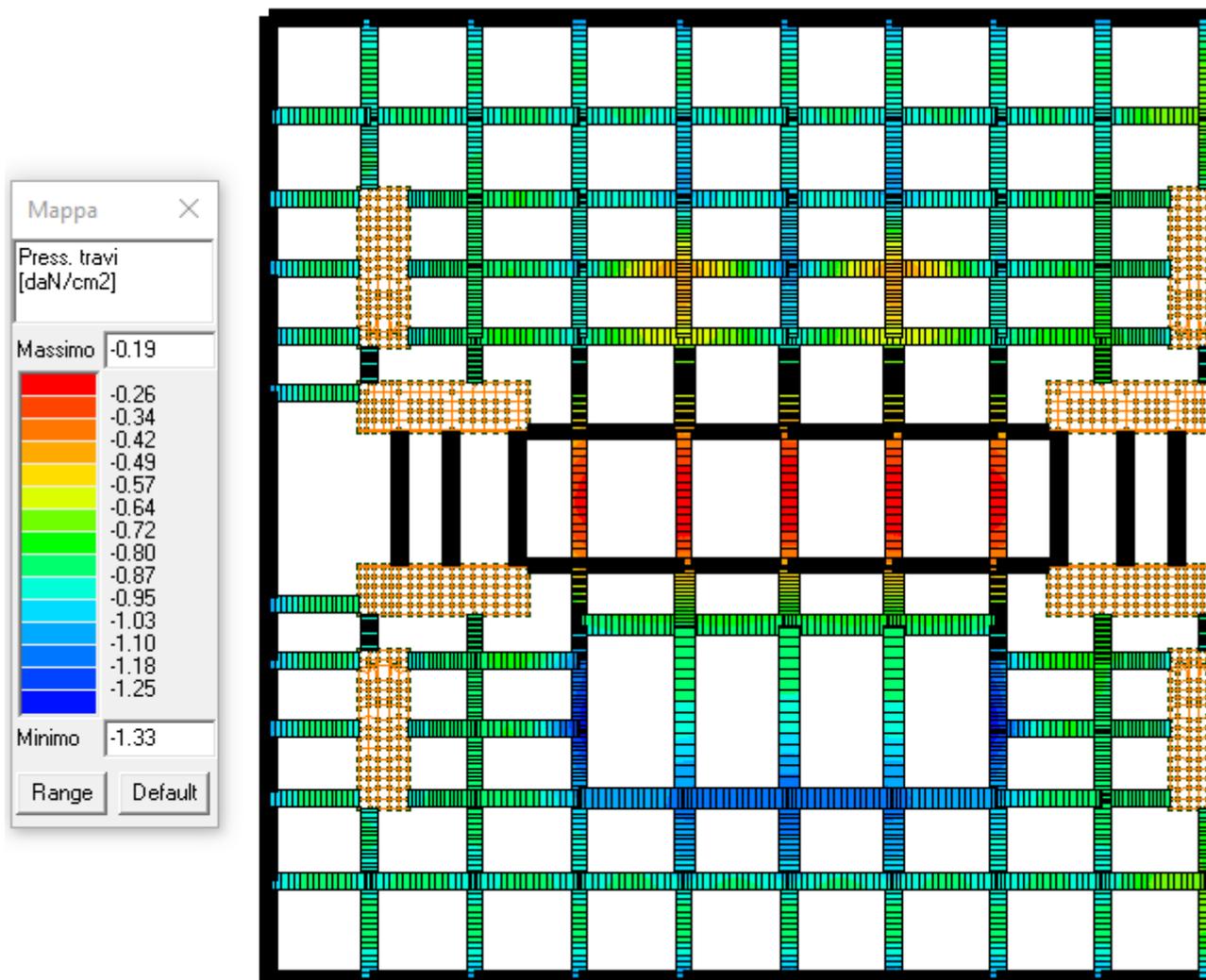
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8	CDC 9	CDC 10	CDC 11
13	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
18	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
19	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1.00	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.00	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
27	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
37	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
38	1.00	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
39	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
40	1.00	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
41	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
42	1.00	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
43	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
44	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0
45	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
46	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0
47	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30
48	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30
49	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30
50	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30
51	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0
52	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0
53	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0
54	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0
55	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30
56	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30
57	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30
58	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
59	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
60	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
61	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
62	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0
63	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0
64	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0
65	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0
66	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0
67	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00
68	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
69	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00
70	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
71	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00
72	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
73	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00
74	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00

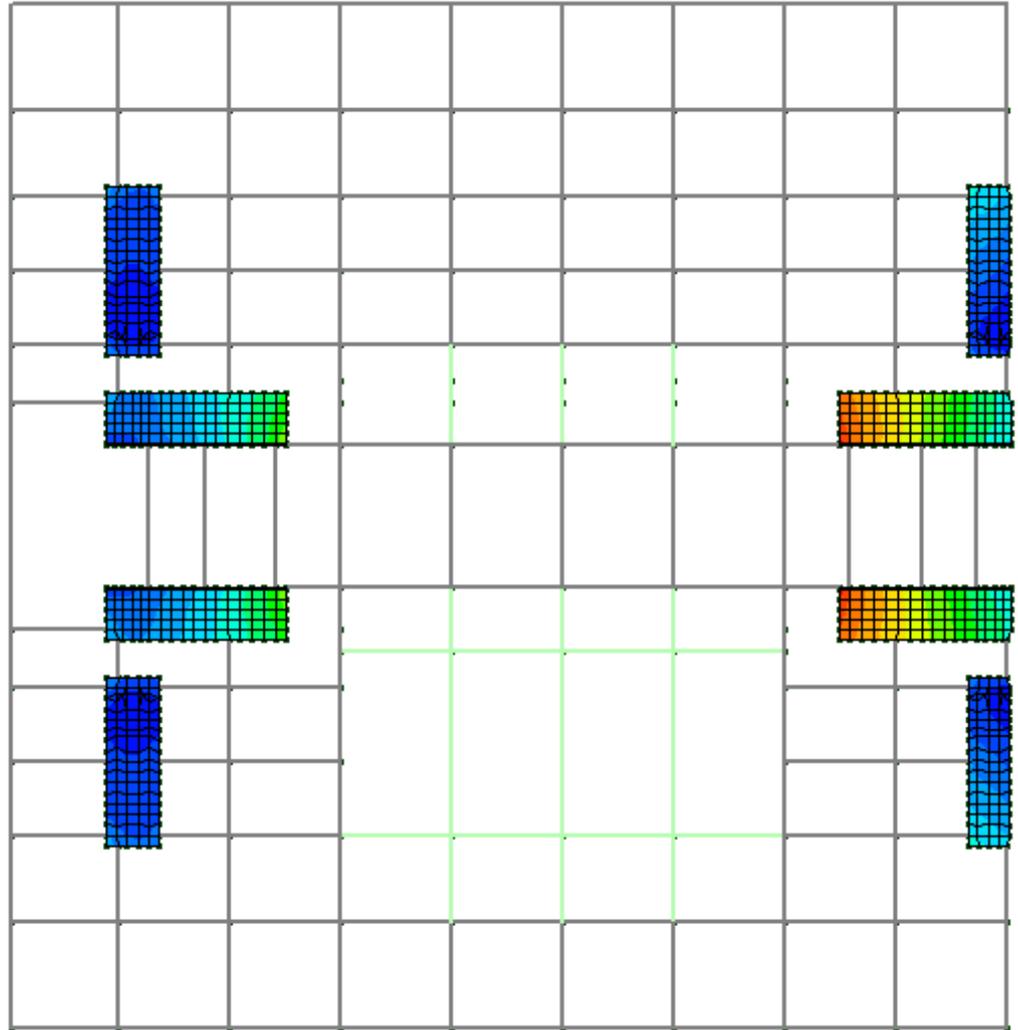
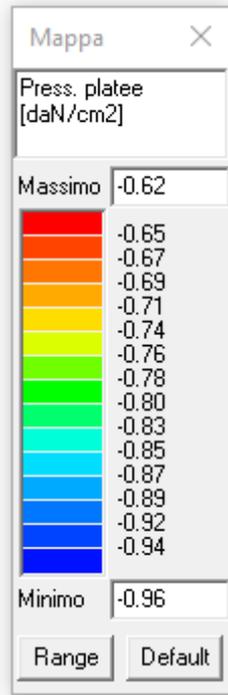
## 4.4 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

### 4.4.1 Portanza delle fondazioni

La seguente figura riporta le tensioni agenti sul terreno in corrispondenza delle fondazioni su trave rovescia.



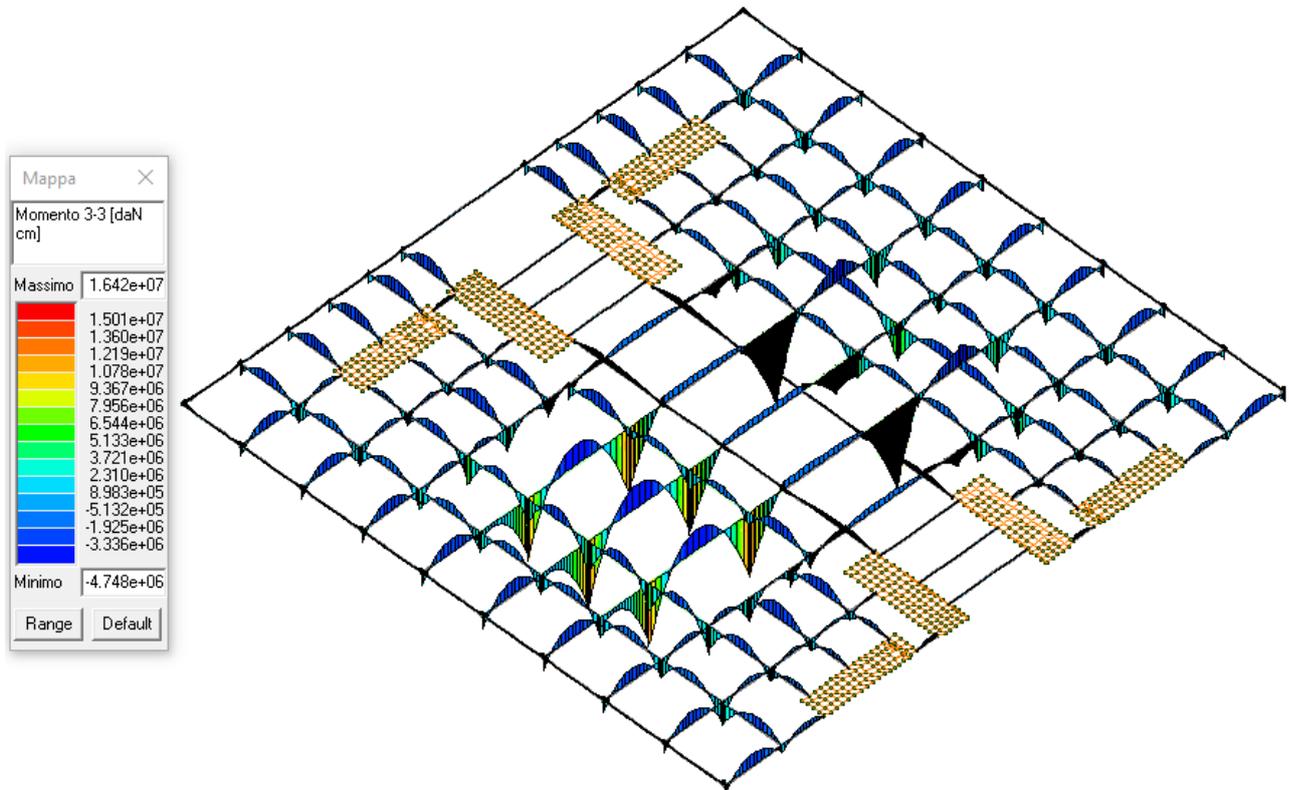
La massima tensione sul terreno è di 1.33daN/cm<sup>2</sup> (Combinazione 2)



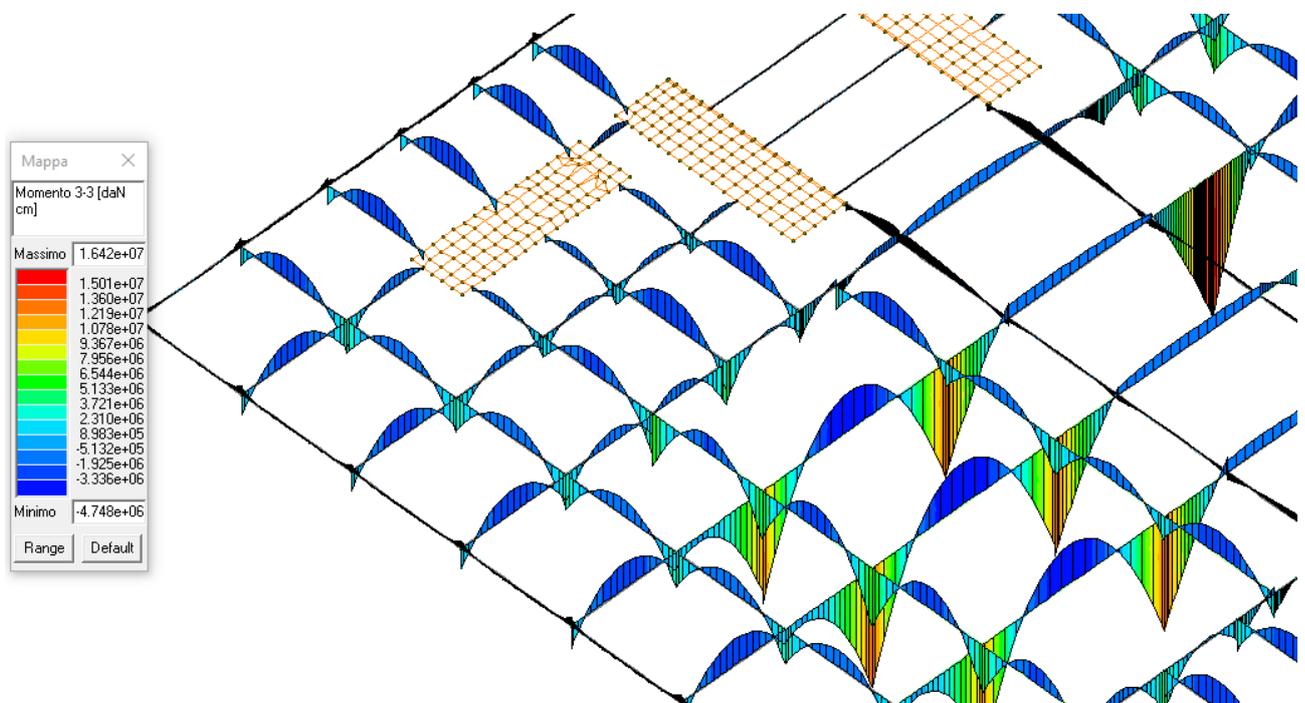
La massima tensione sul terreno è di 0.96daN/cm<sup>2</sup> (Combinazione 2)

#### 4.4.2 Diagrammi generali delle caratteristiche di sollecitazione: struttura di fondazione

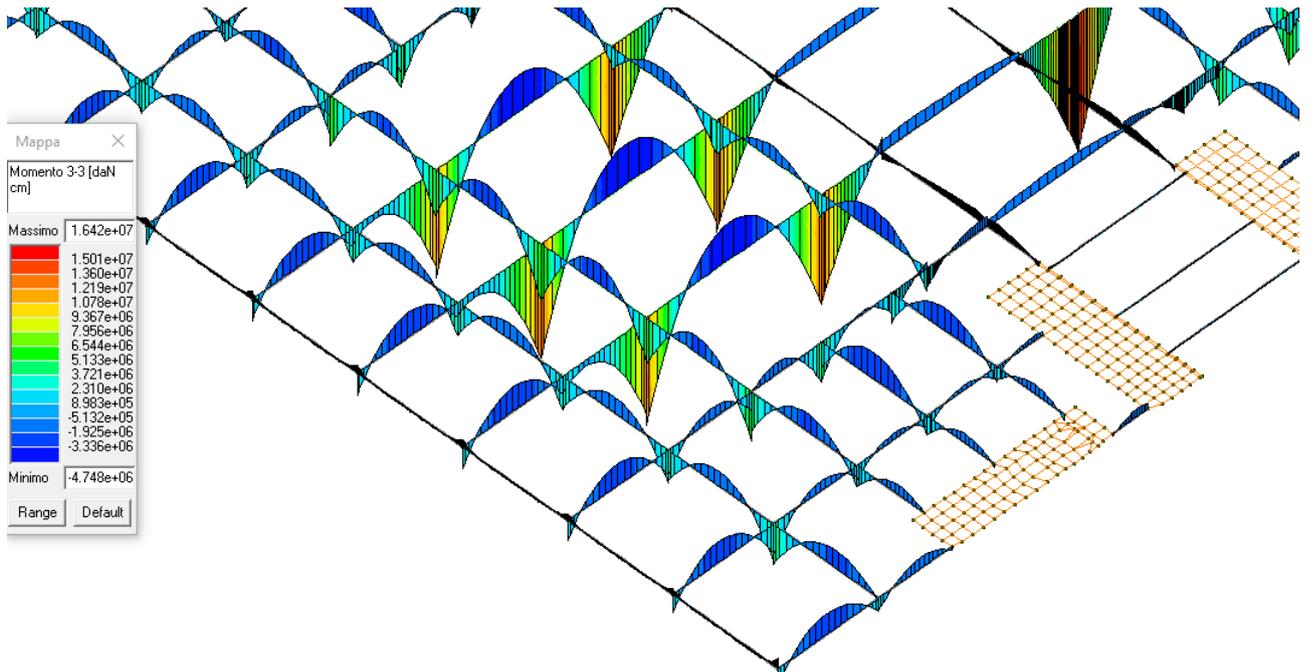
Le seguenti figure riportano qualitativamente le principali caratteristiche di sollecitazione agenti sulla struttura di fondazione.



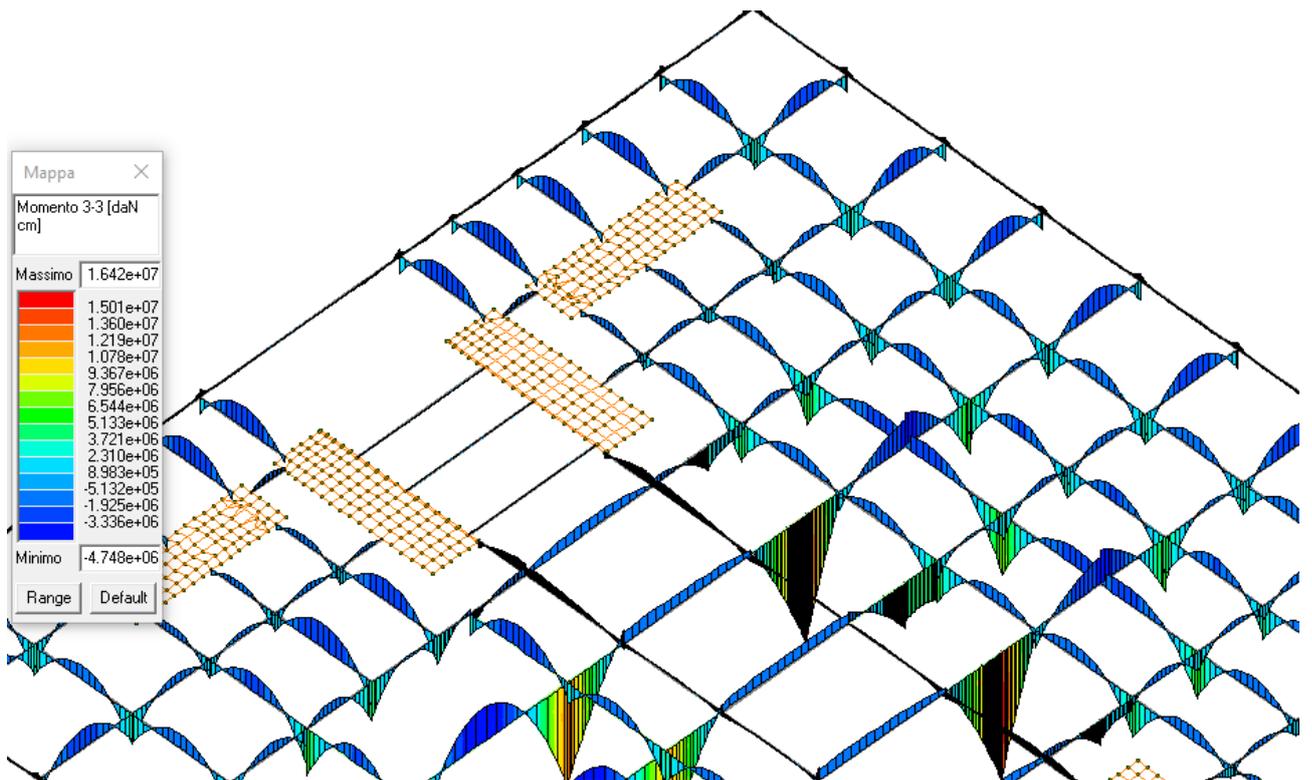
Momento flettente (daNcm) – Combinazione 2



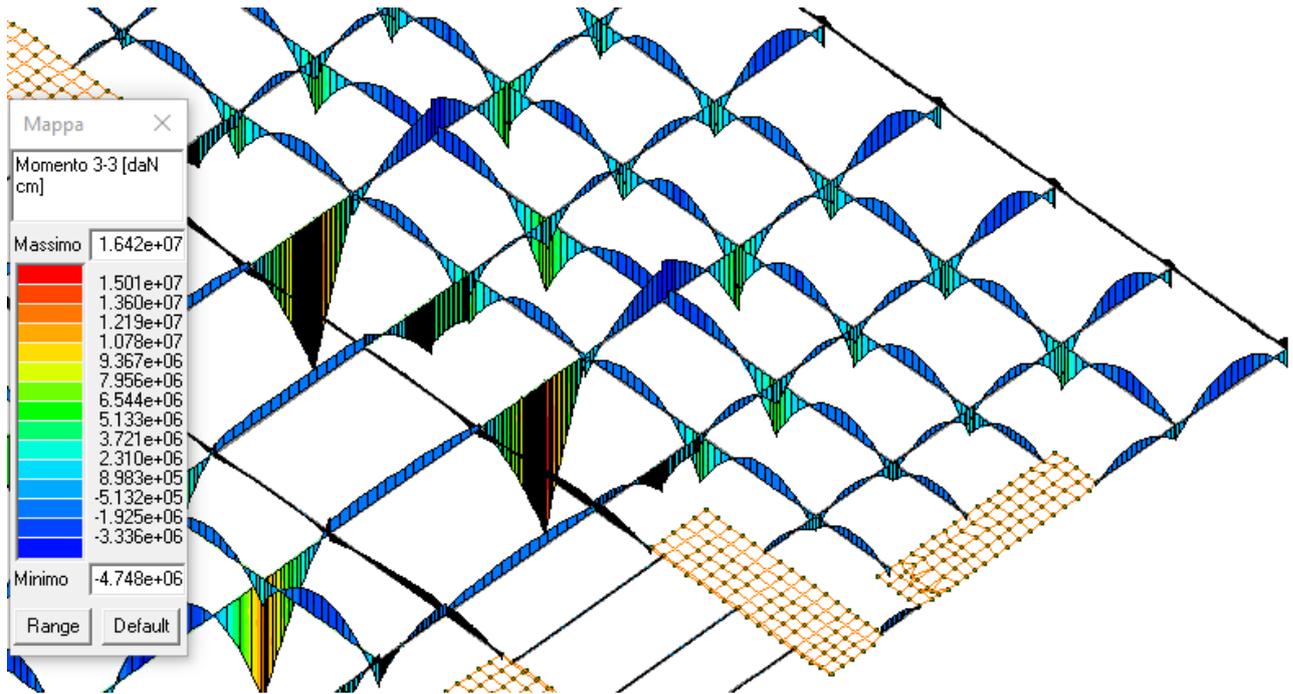
Momento flettente (daNcm) – Combinazione 2



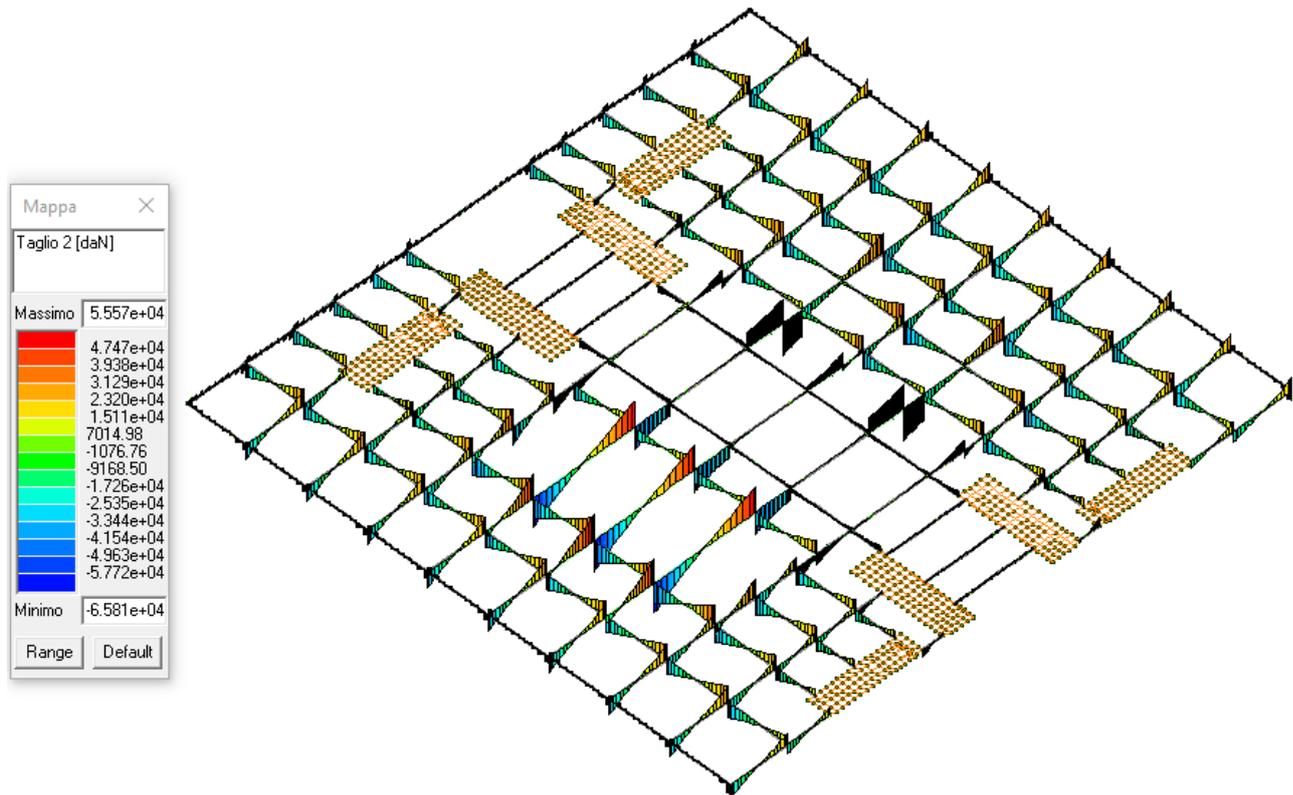
Momento flettente (daNcm) – Combinazione 2



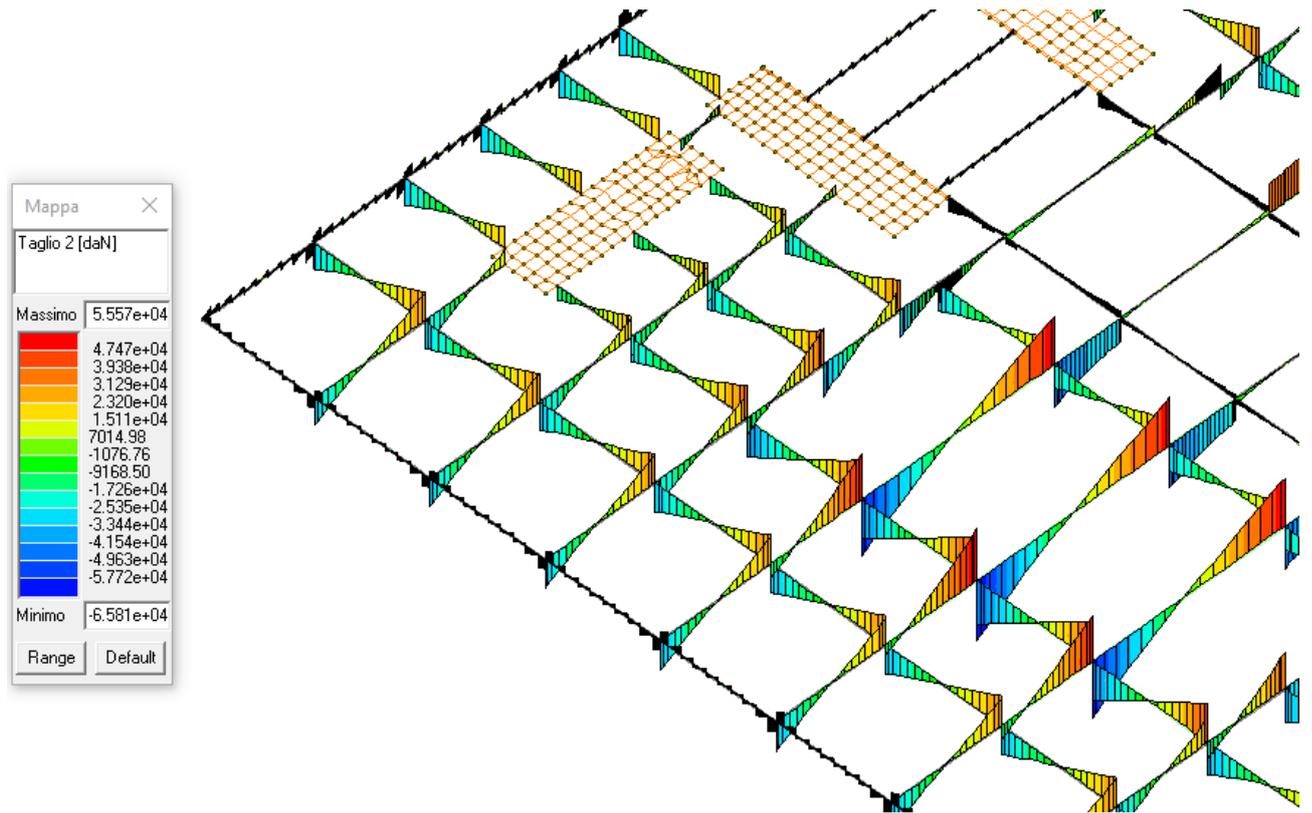
Momento flettente (daNcm) – Combinazione 2



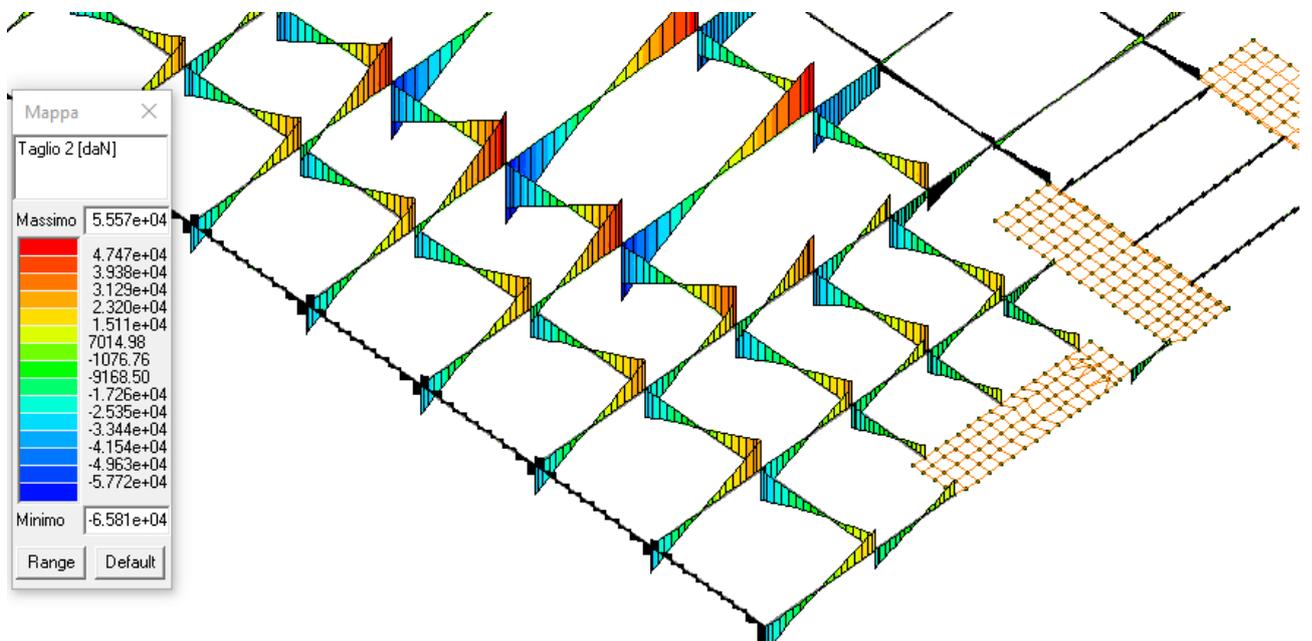
Momento flettente (daNcm) – Combinazione 2



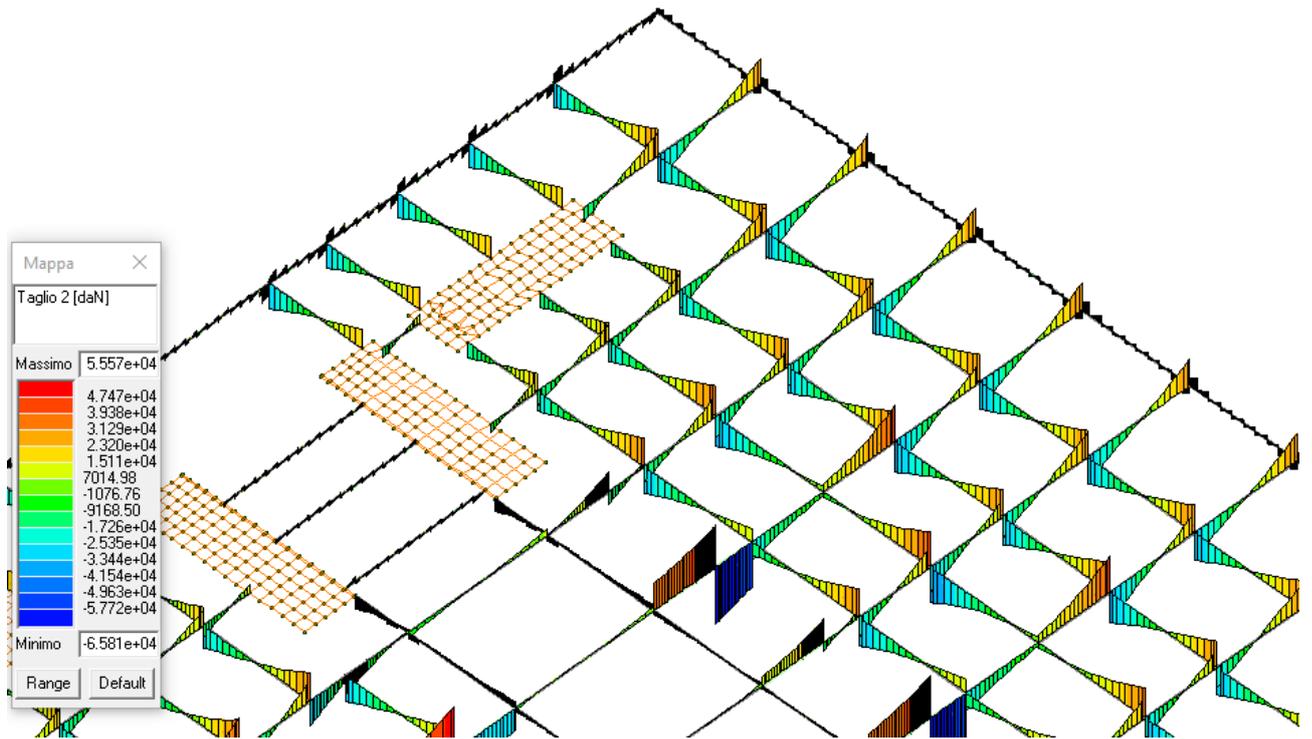
Taglio (daN) – Combinazione 2



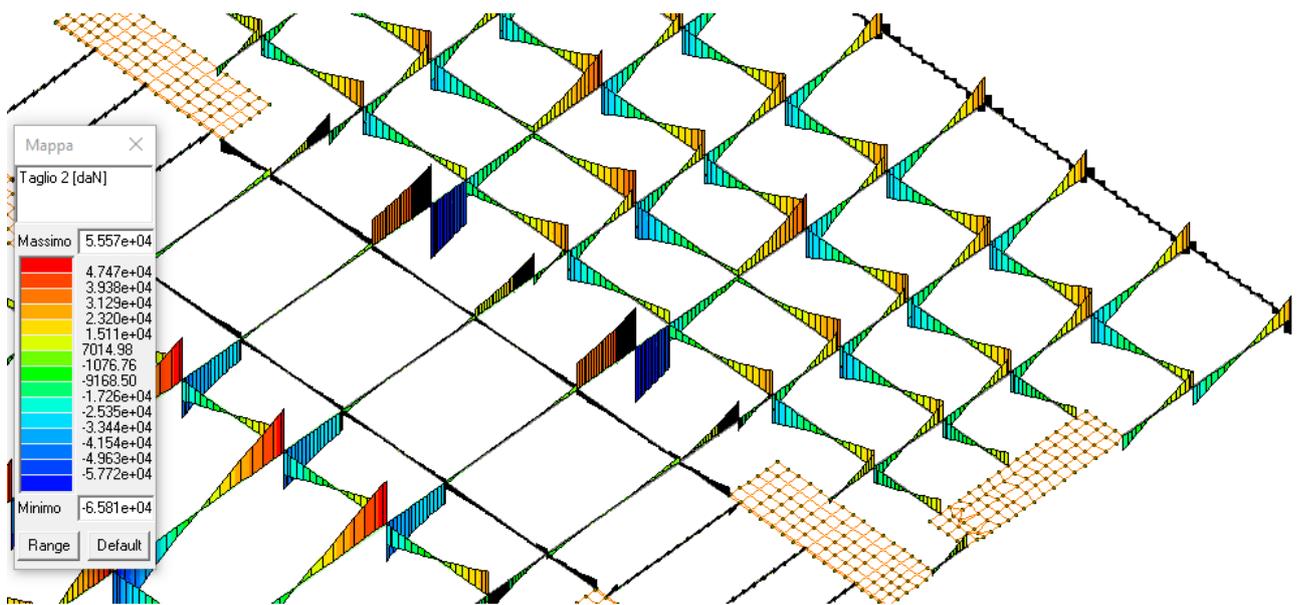
Taglio (daN) – Combinazione 2



Taglio (daN) – Combinazione 2



Taglio (daN) – Combinazione 2



Taglio (daN) – Combinazione 2

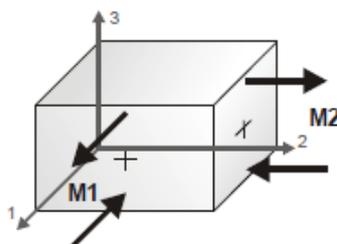
#### 4.4.3 Diagrammi generali delle caratteristiche di sollecitazione: struttura in elevazione

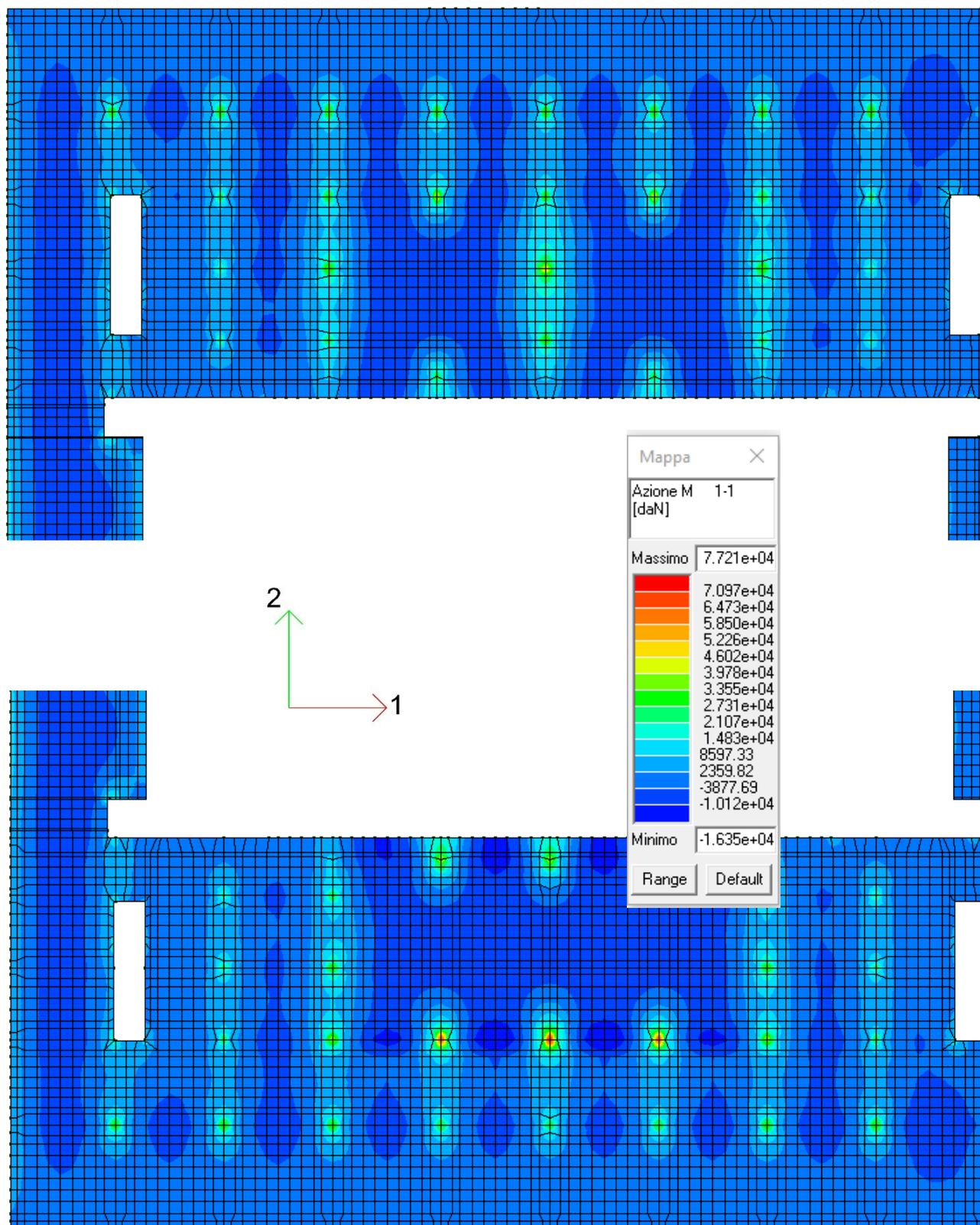
Le seguenti figure riportano qualitativamente le principali caratteristiche di sollecitazione agenti sulla struttura del solaio.

Le unità di misura sono daNm (per larghezza 1m di solaio)

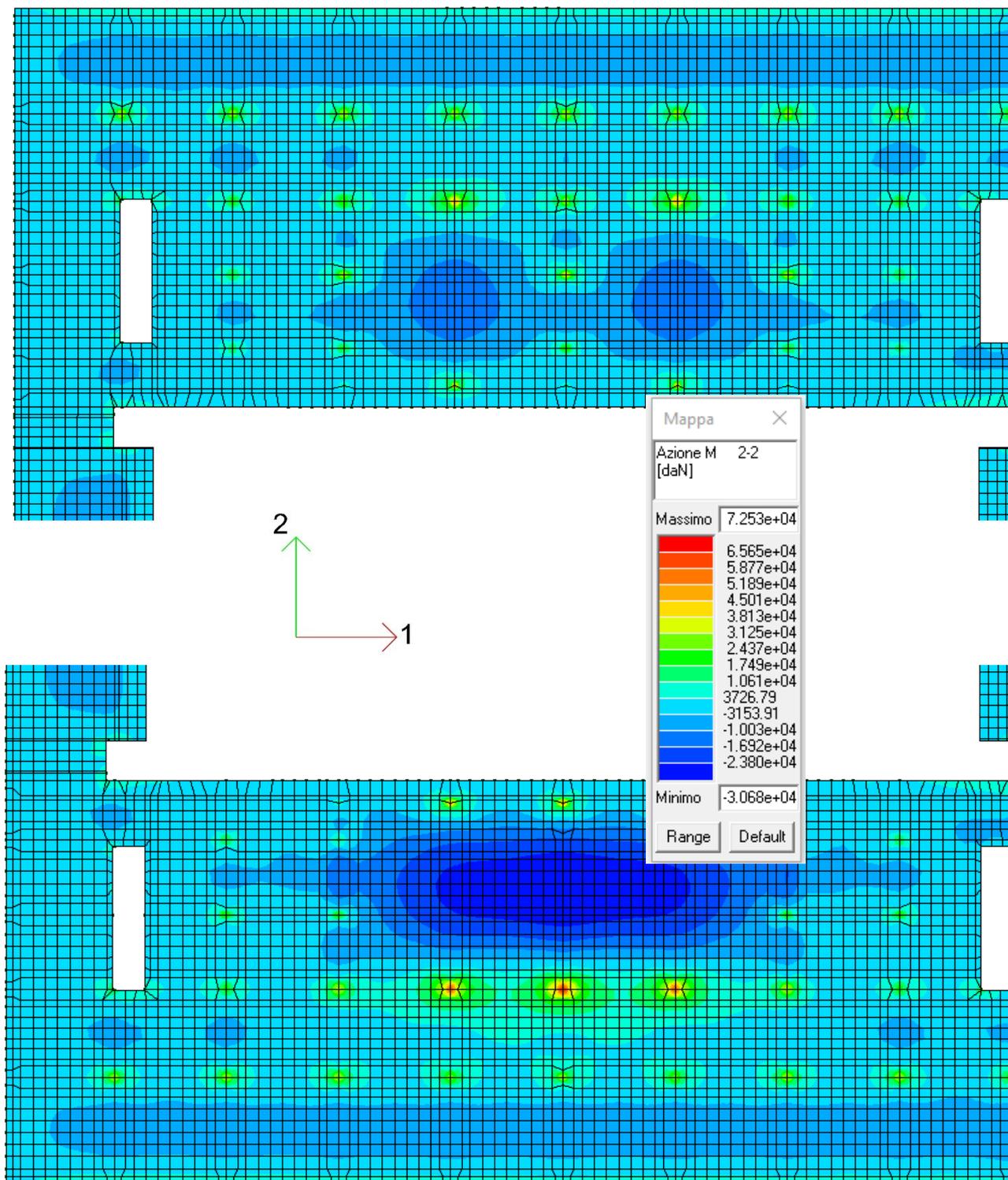
Qui di seguito sono indicati i significati relativamente alle grandezze riportate dei momenti flettenti M1-1 e M2-2.

- *Azione M 1-1*: mappa cromatica delle azioni di flessione che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 1-1. Il segno è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento (faccia traslata del semi-spessore in direzione 3 positiva). N.B. nelle platee l'azione è usualmente positiva in quanto sono tese le fibre superiori
- *Azione M 2-2*: mappa cromatica delle azioni di flessione che generano tensioni di compressione o trazione in direzione locale 2-2. Il segno riportato è positivo se sono tese le fibre poste sulla faccia 3+ dell'elemento (faccia traslata del semi-spessore in direzione 3 positiva). N.B. nelle platee l'azione è usualmente positiva in quanto sono tese le fibre superiori

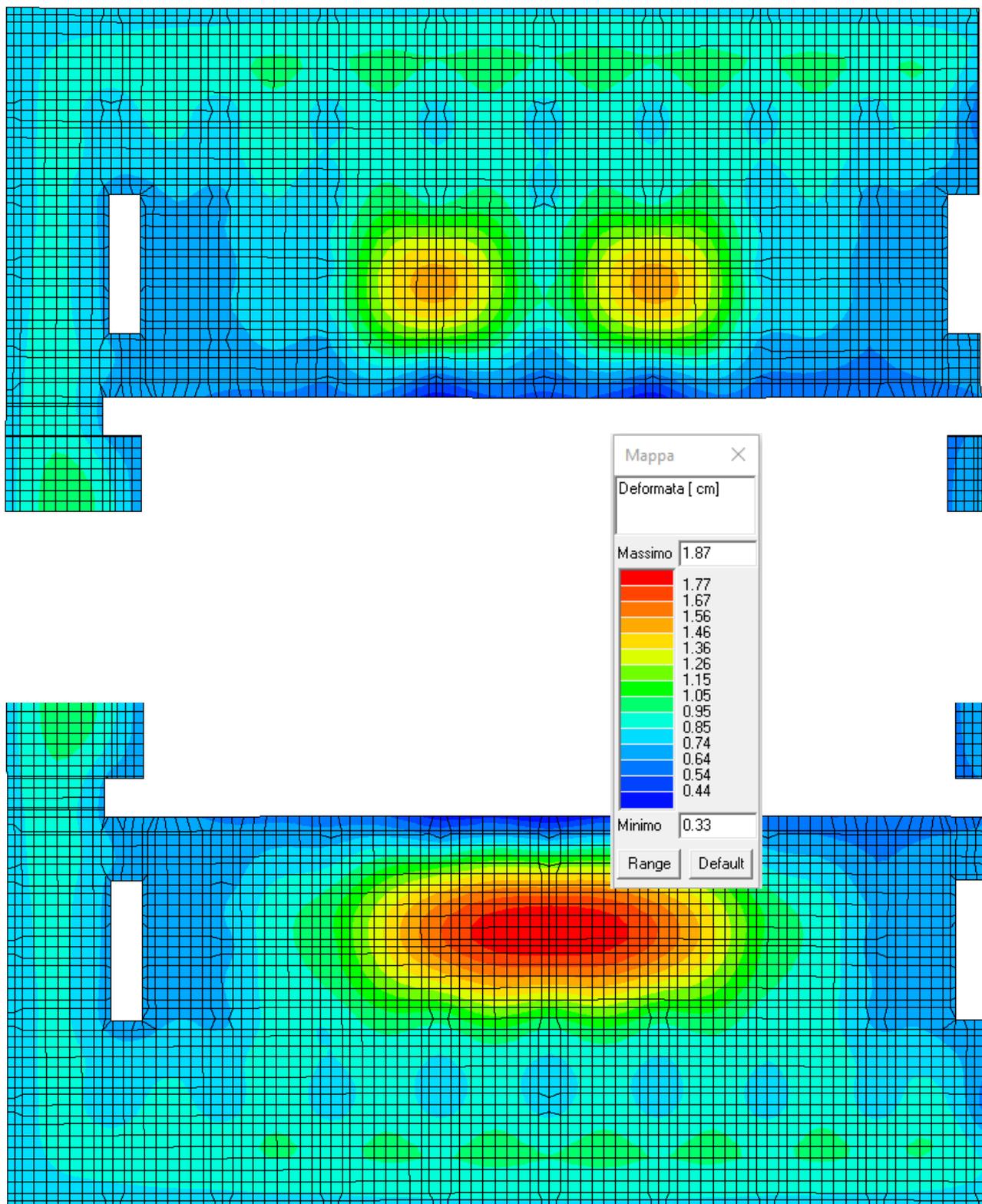




Diagrammi momento flettente M11 (combinazione SLU 2)



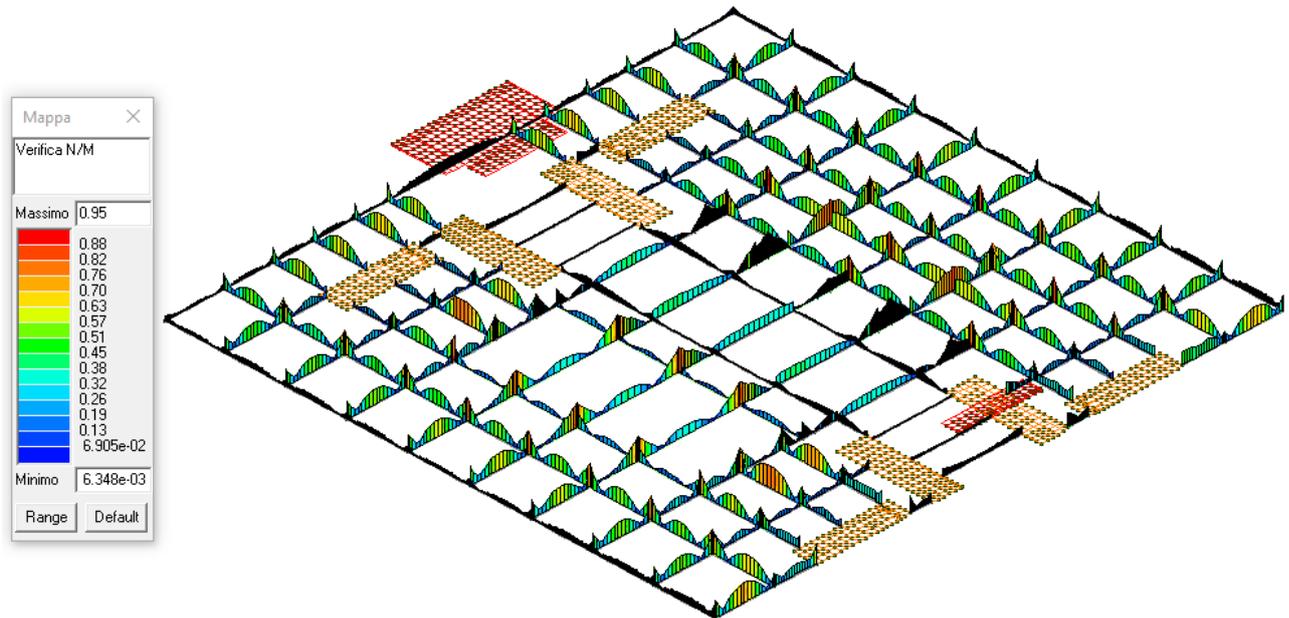
Diagrammi momento flettente M11 (combinazione SLU 2)



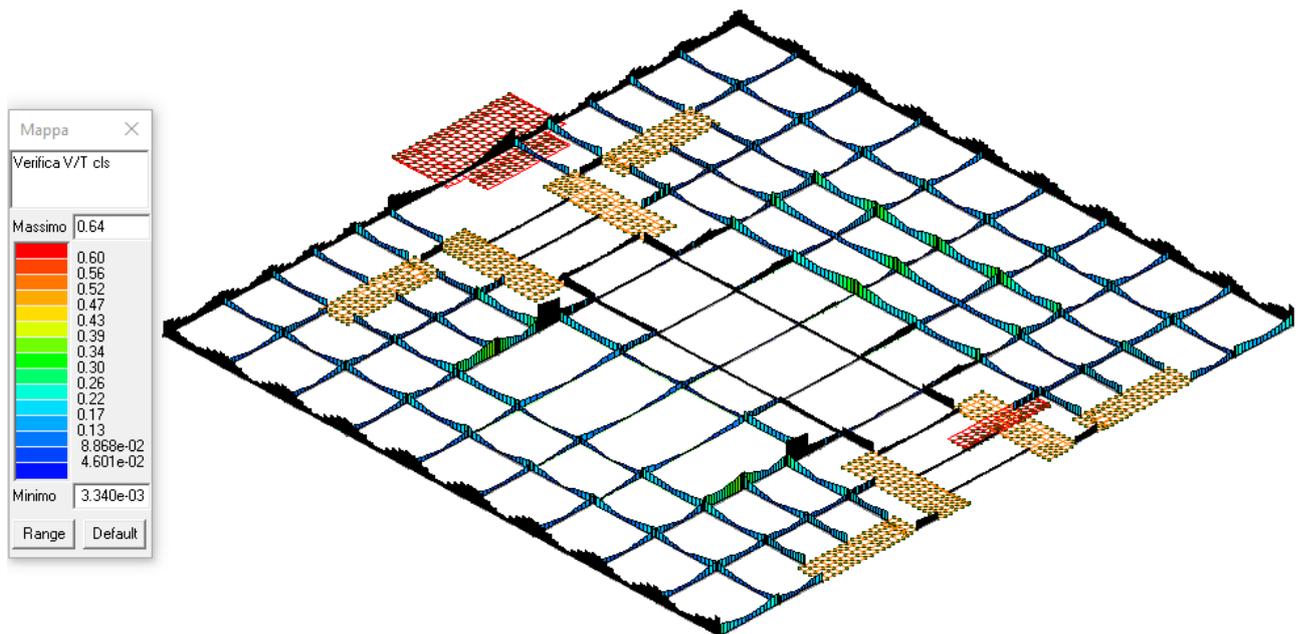
Spostamenti verticali (combinazione rara 6)

## 4.5 VERIFICA STRUTTURE

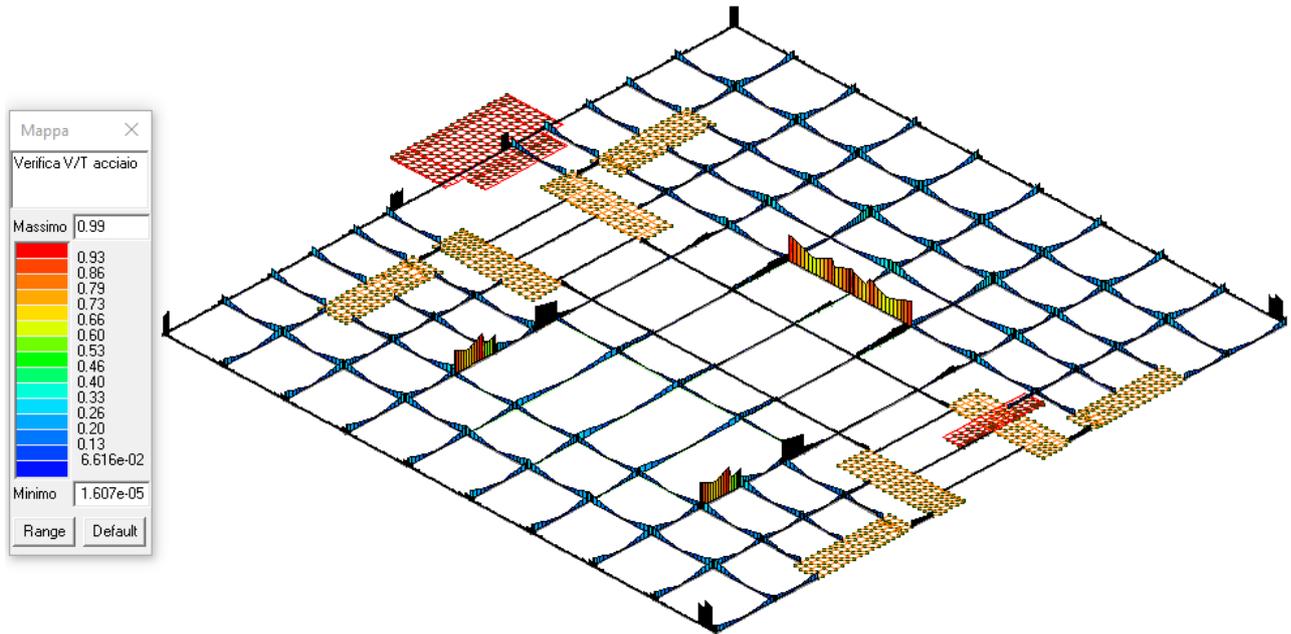
### 4.5.1 Verifica strutture di fondazione: travi



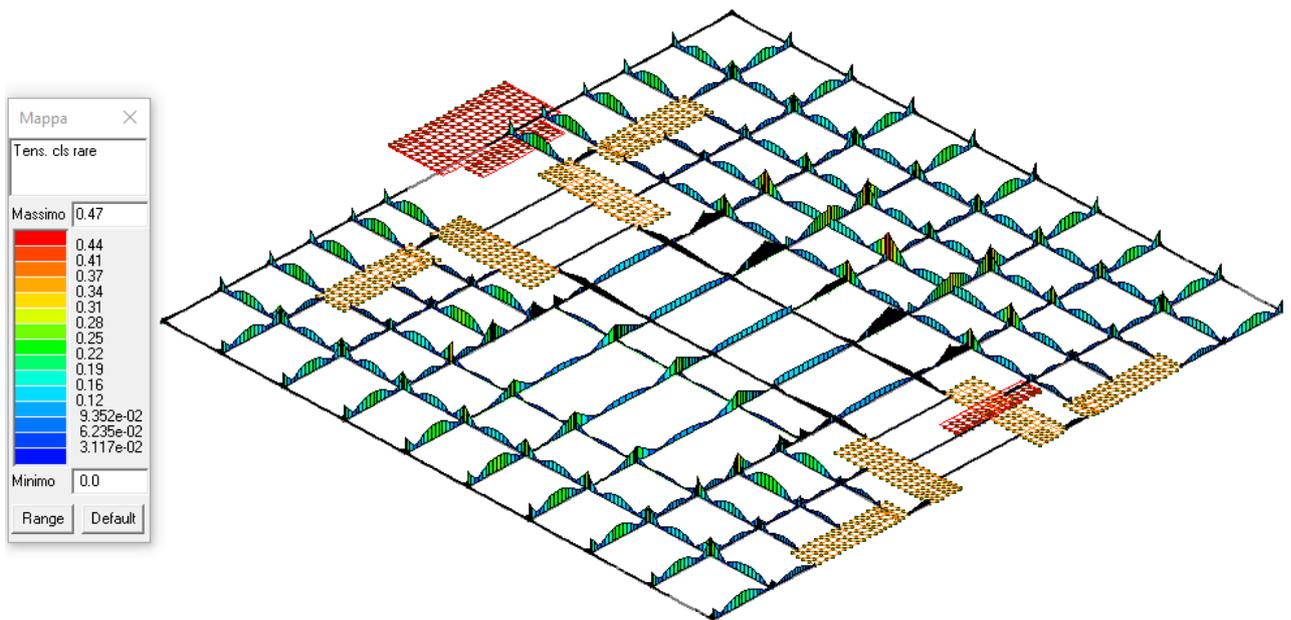
Verifica N/M (verifica a pressoflessione)= 0.95 < 1.00 VERIFICATO



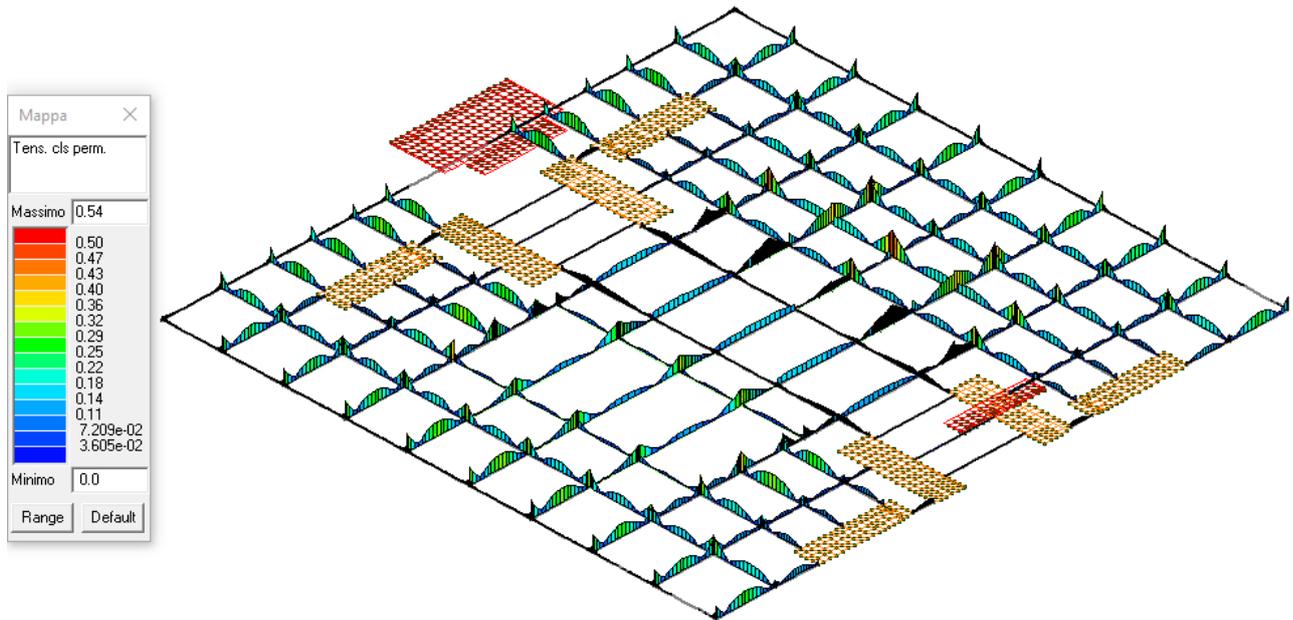
Verifica V/T cls (verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo)= 0.64 < 1.00 VERIFICATO



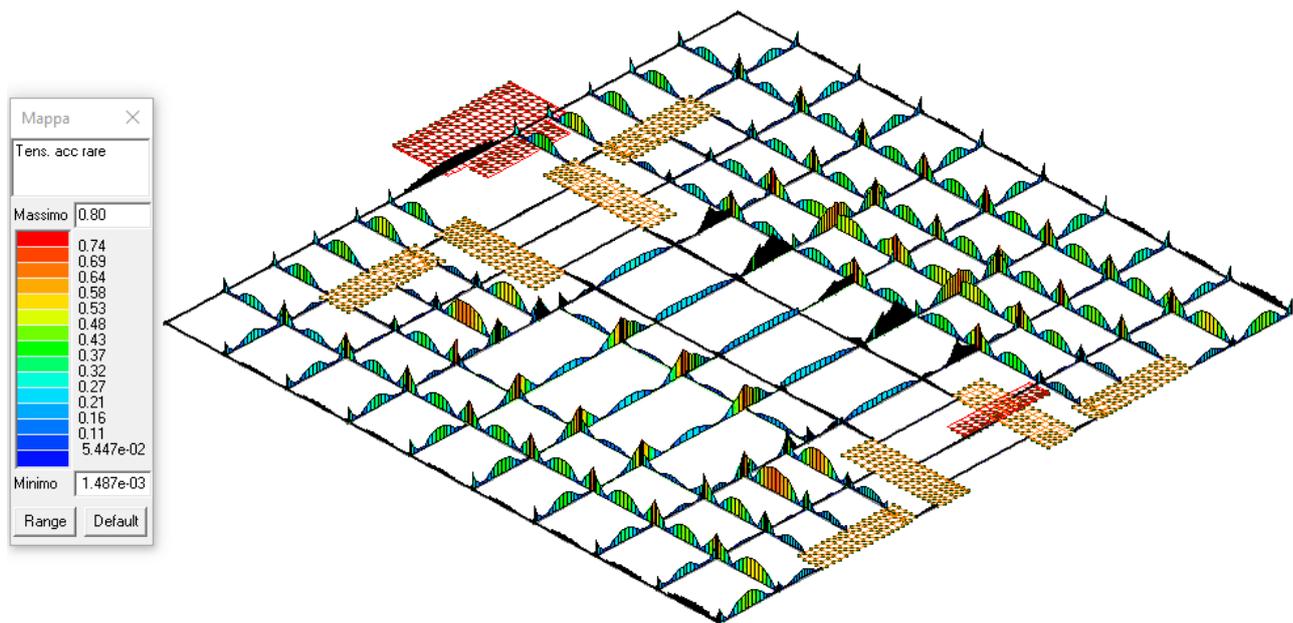
Verifica V/T acciaio (verifica a taglio e torsione lato acciaio)= 0.99 < 1.00 VERIFICATO



Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.47 < 1.00 VERIFICATO



Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente= 0.54 < 1.00 VERIFICATO



Tensioni acciaio comb. rare= 0.80 < 1.00 VERIFICATO

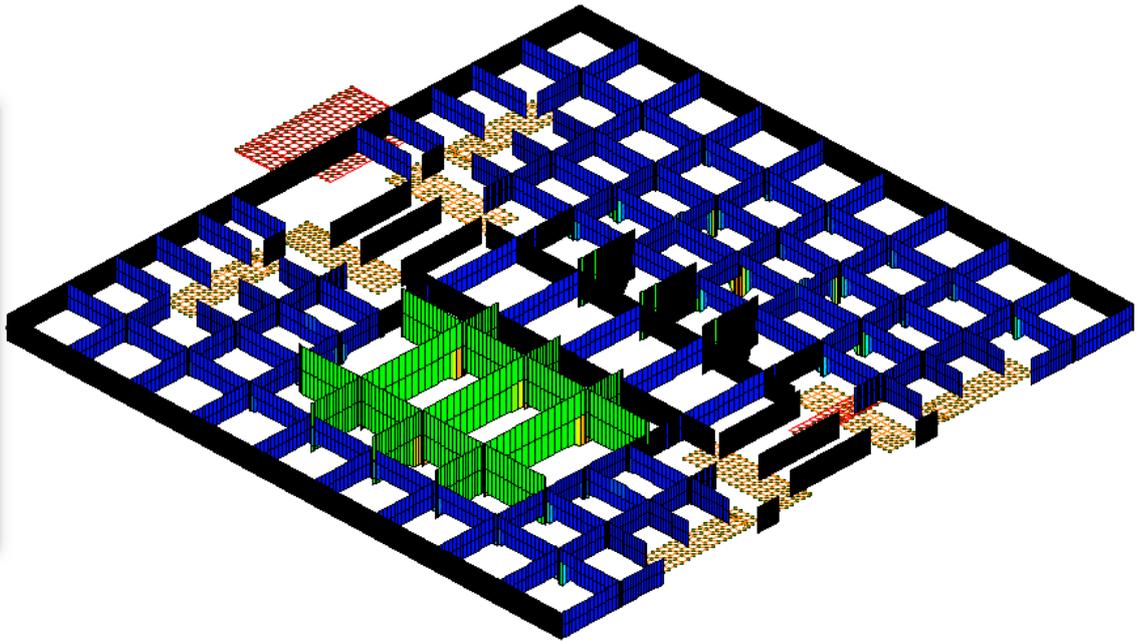
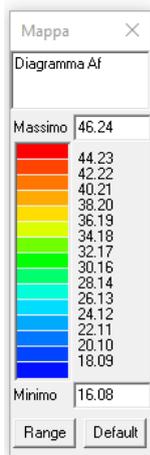


Diagramma armature longitudinali (cm<sup>2</sup>)

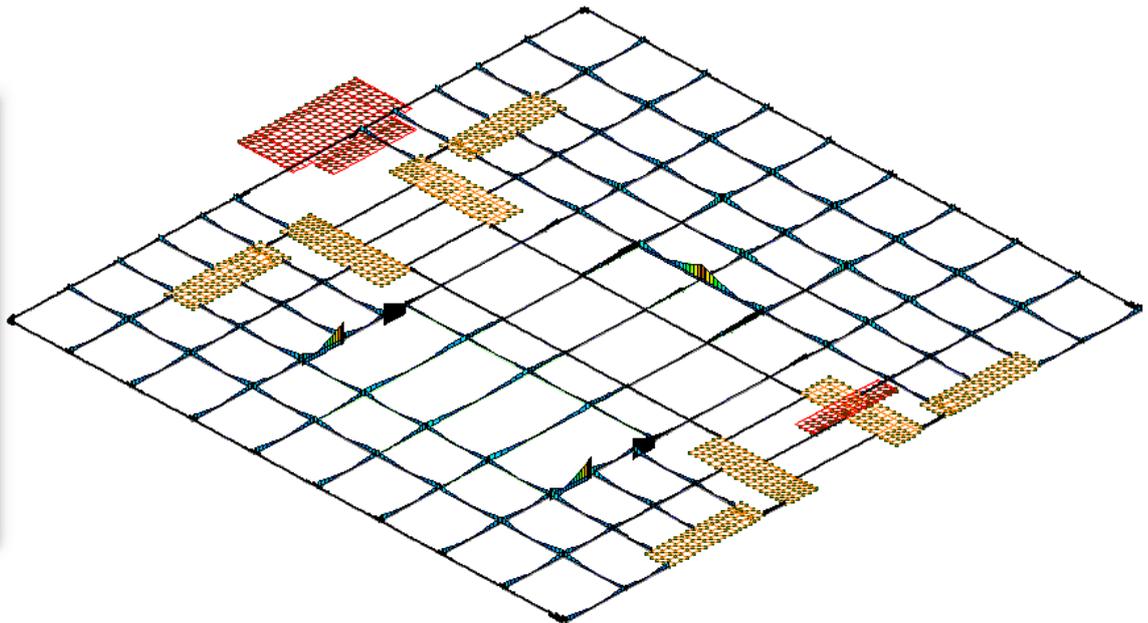
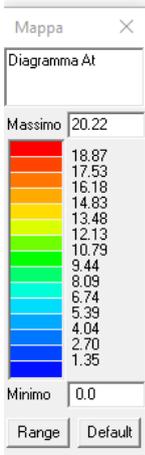
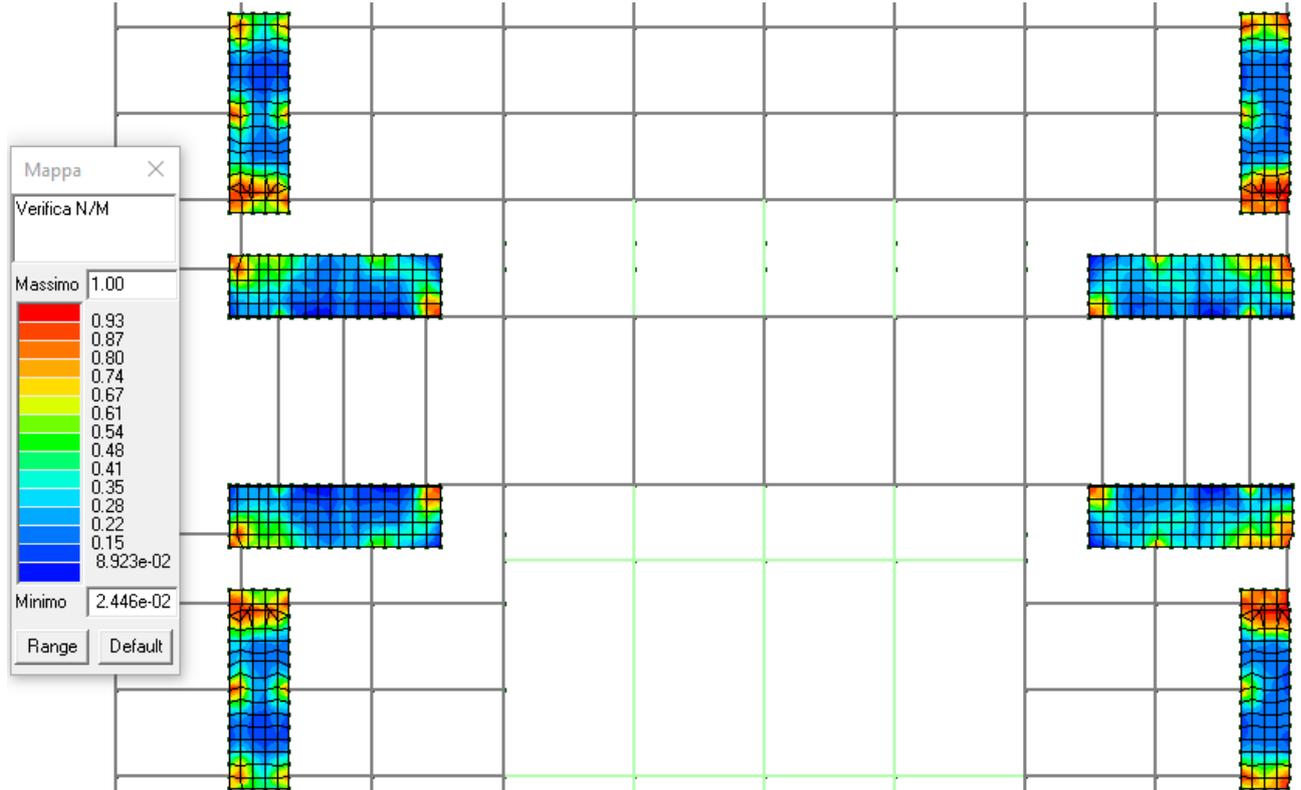
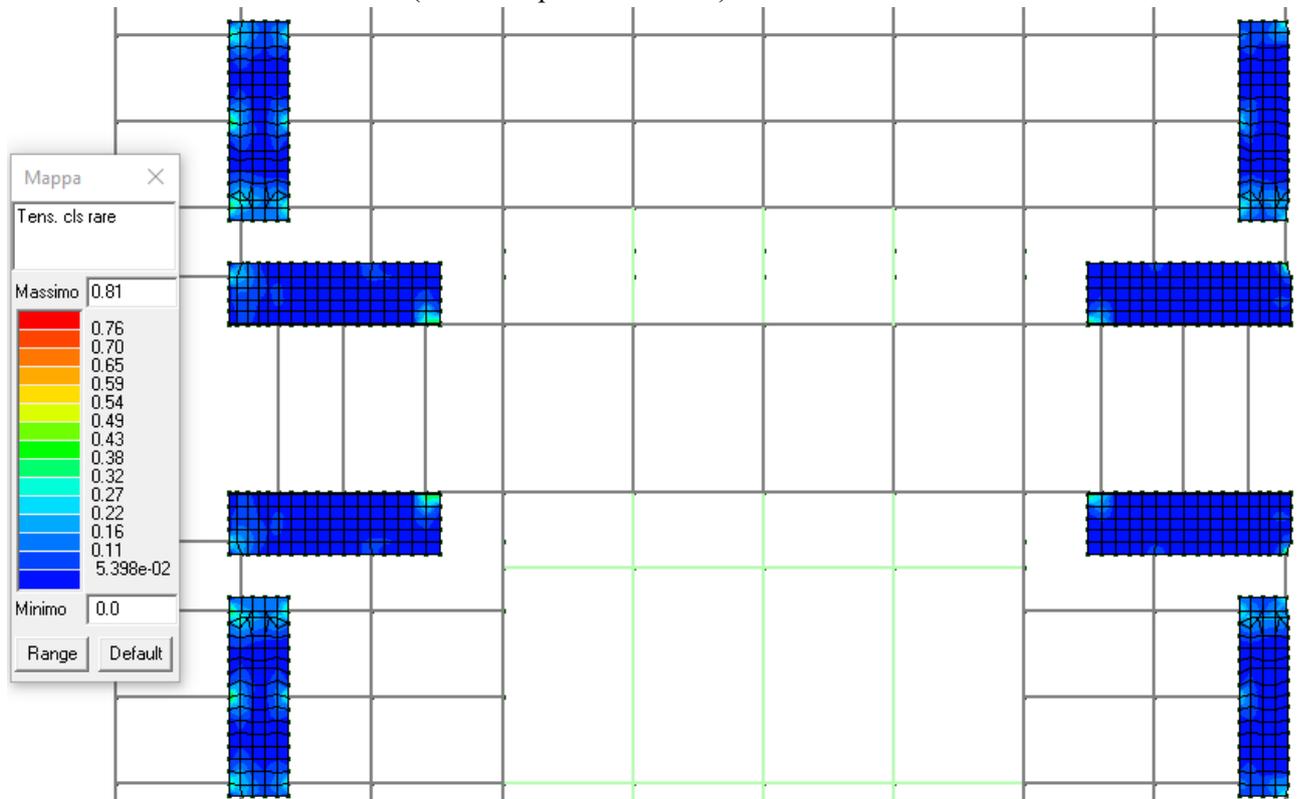


Diagramma armature staffe (cm<sup>2</sup>/m\*staffa: presenti n. 2 staffe)

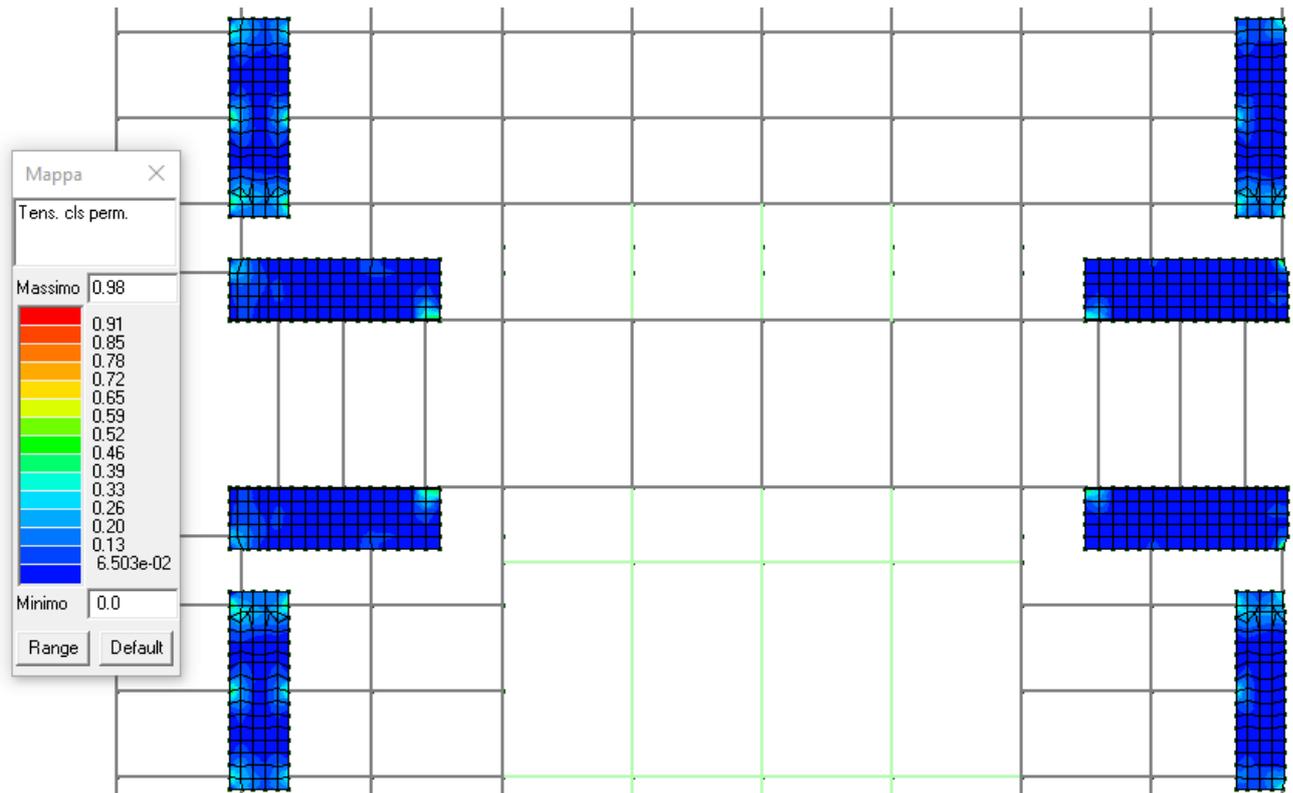
4.5.2 Verifica strutture di fondazione: platee



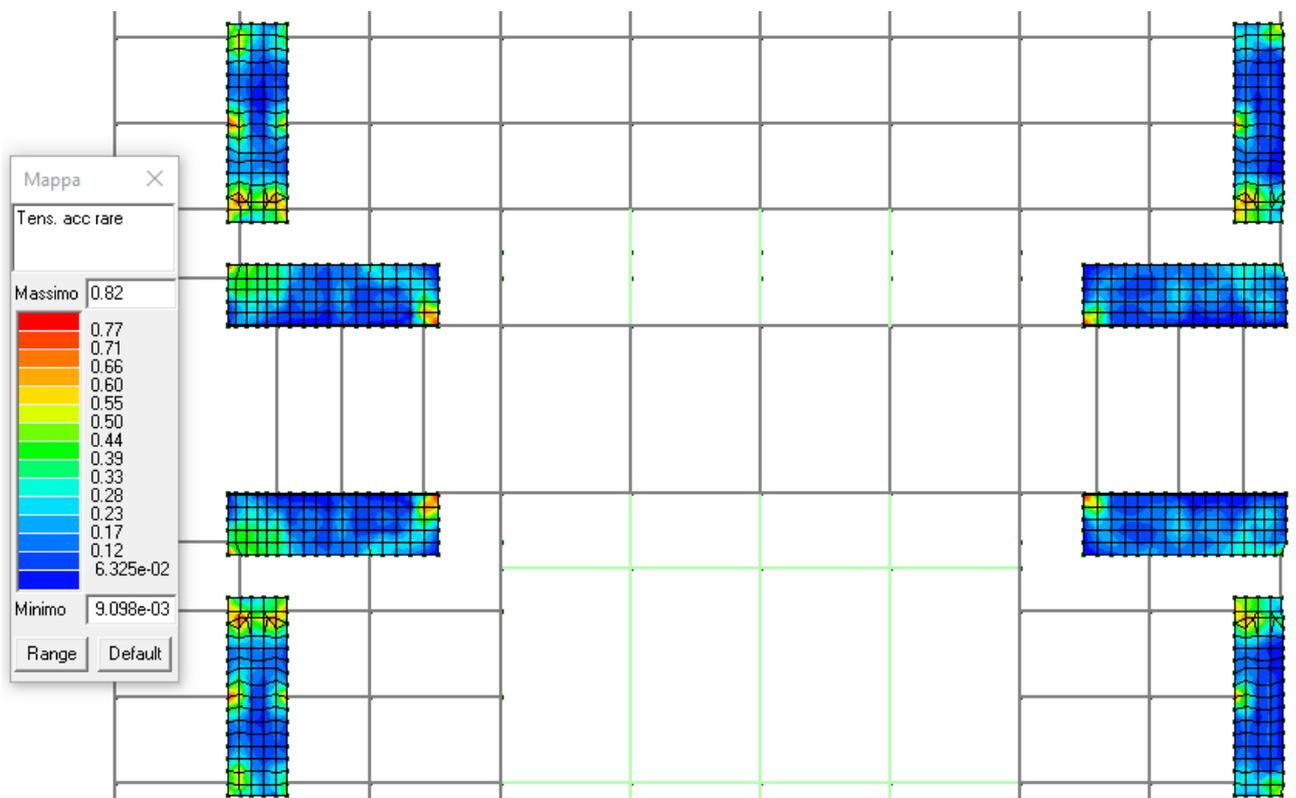
Verifica N/M (verifica a pressoflessione) =  $1.0 \leq 1.00$  VERIFICATO



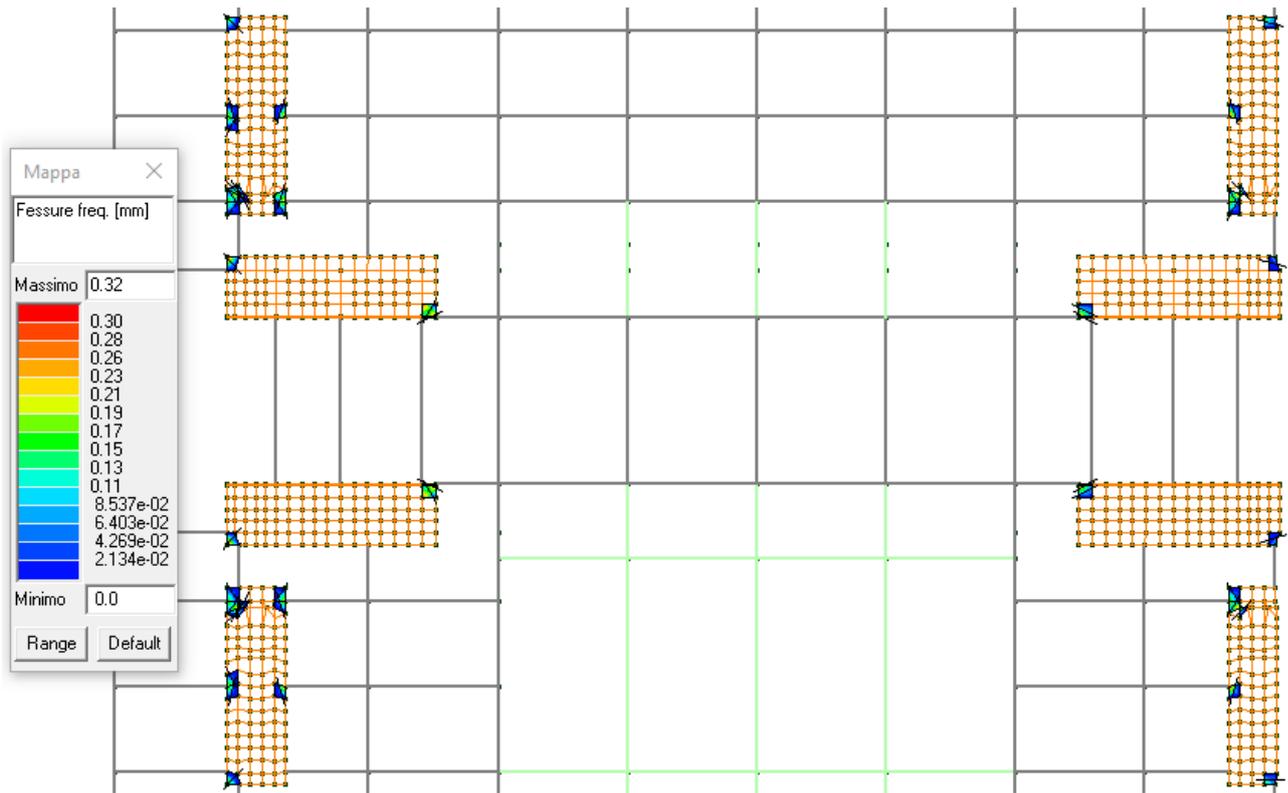
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare =  $0.81 < 1.00$  VERIFICATO



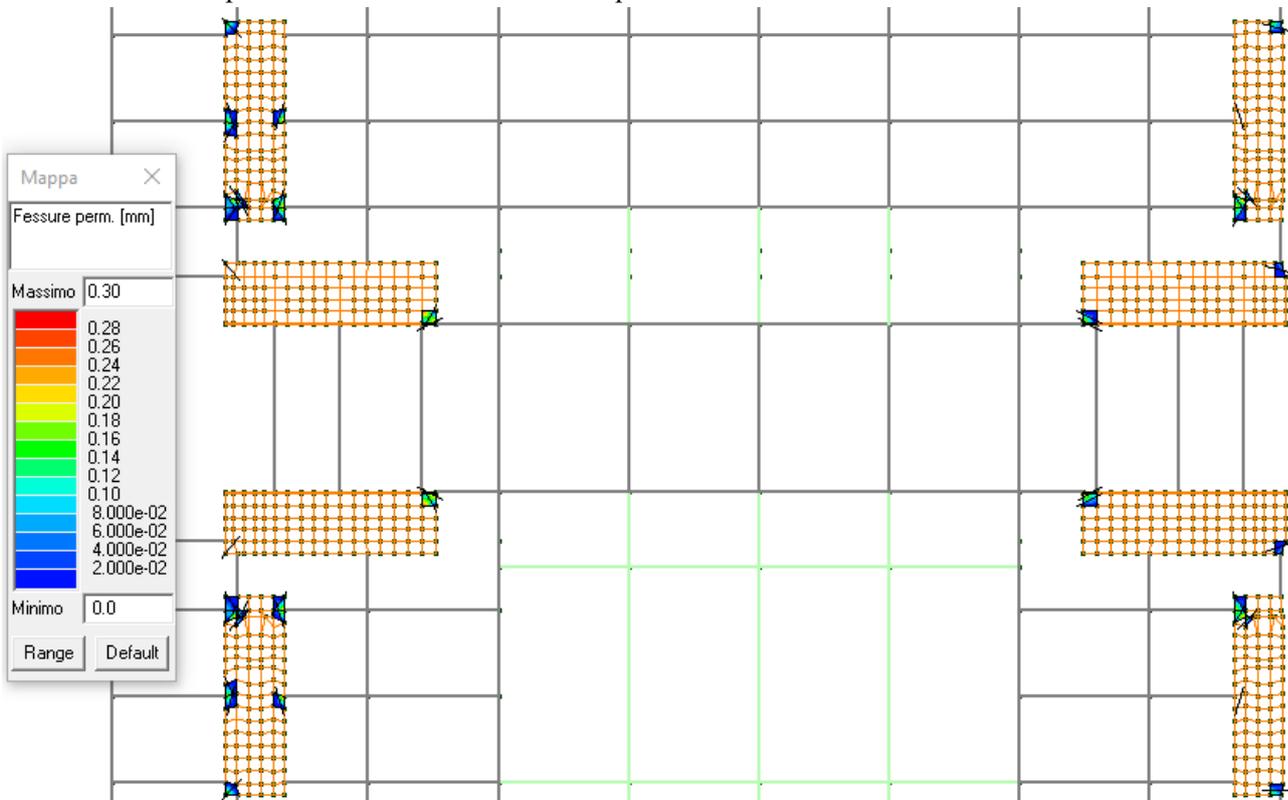
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente= 0.98 < 1.00 VERIFICATO



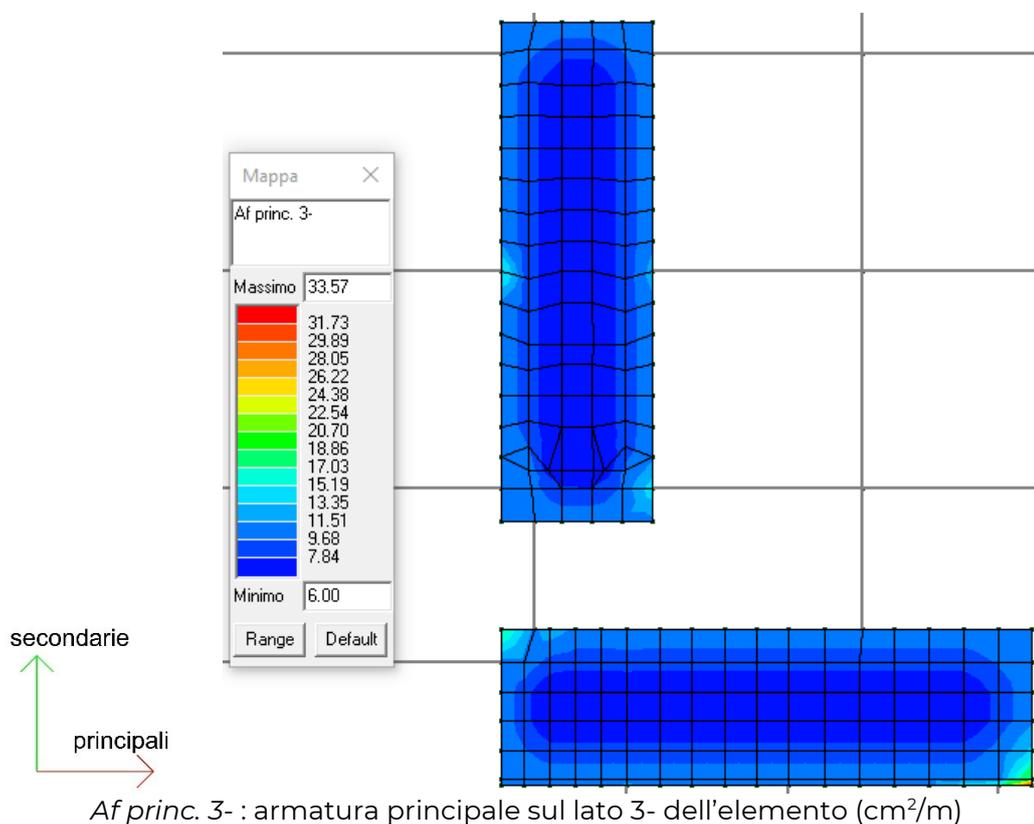
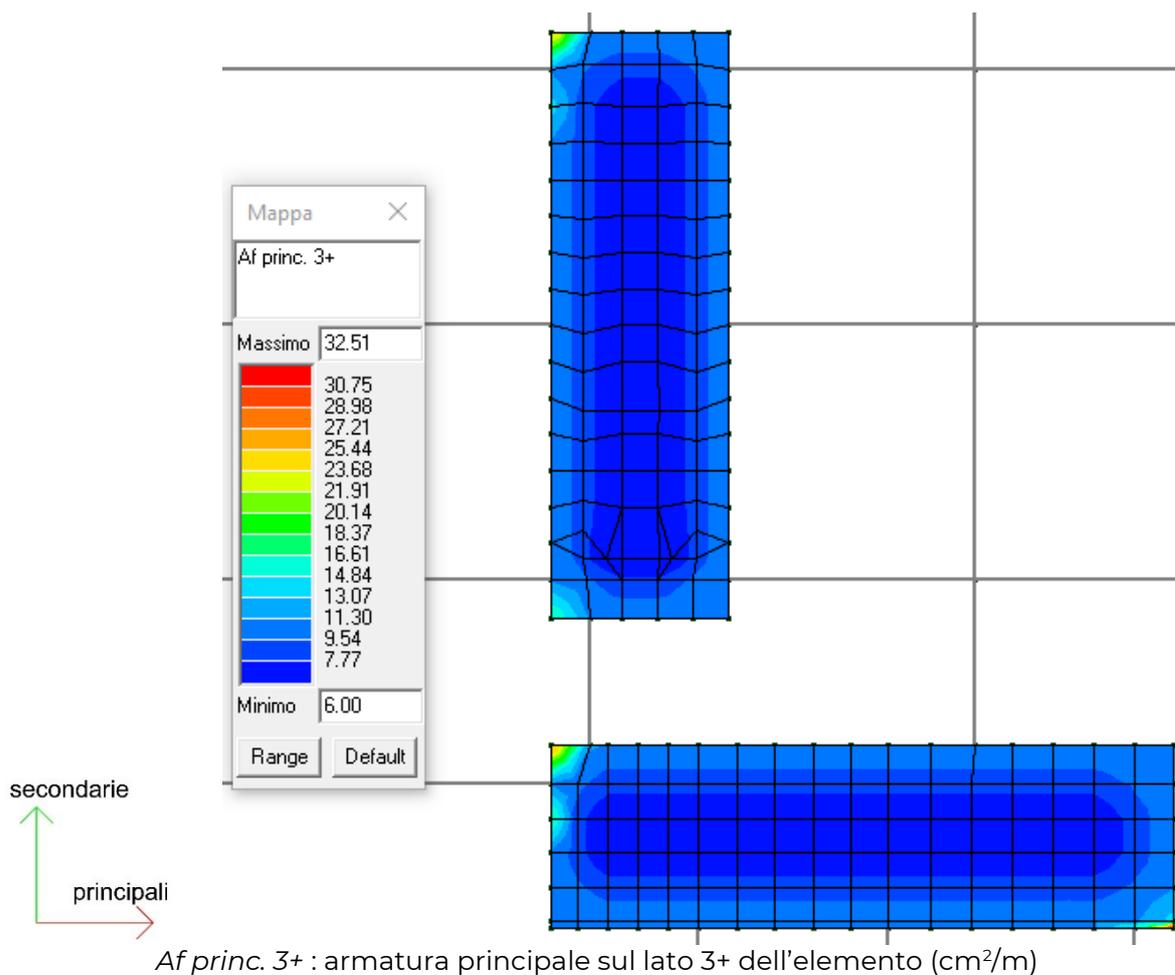
Tensioni acciaio comb. rare= 0.82 < 1.00 VERIFICATO

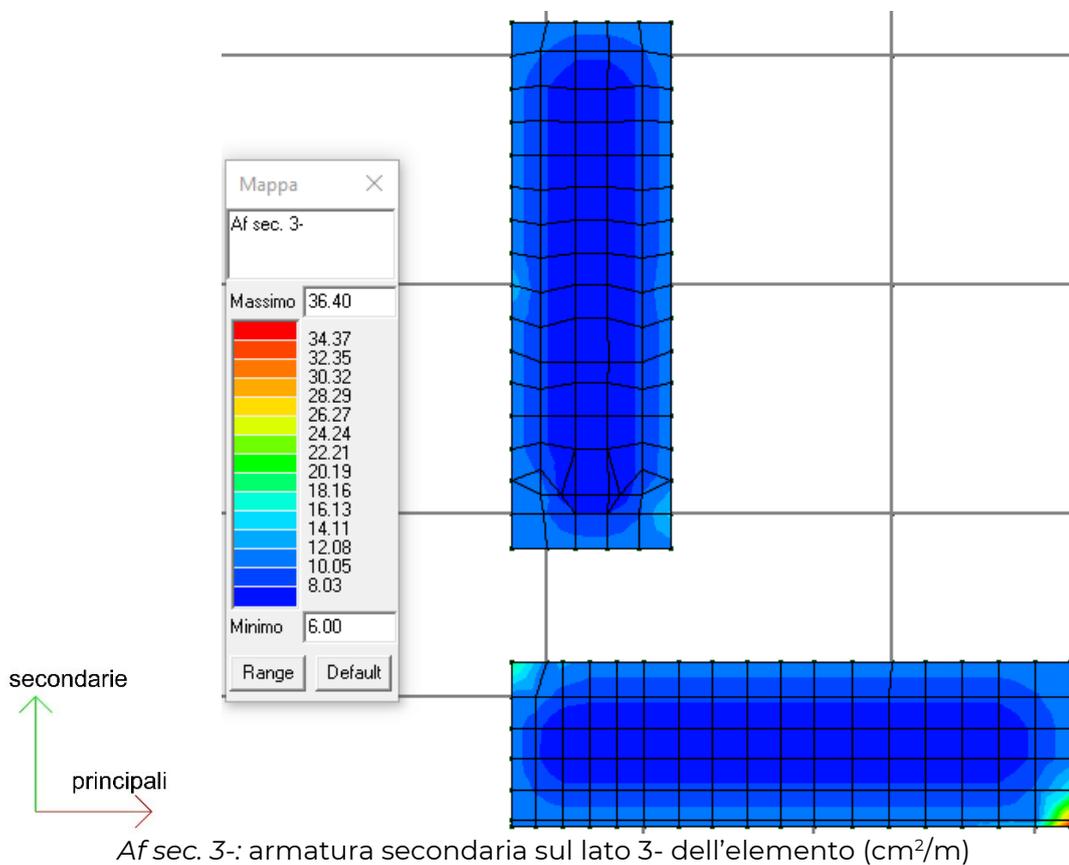
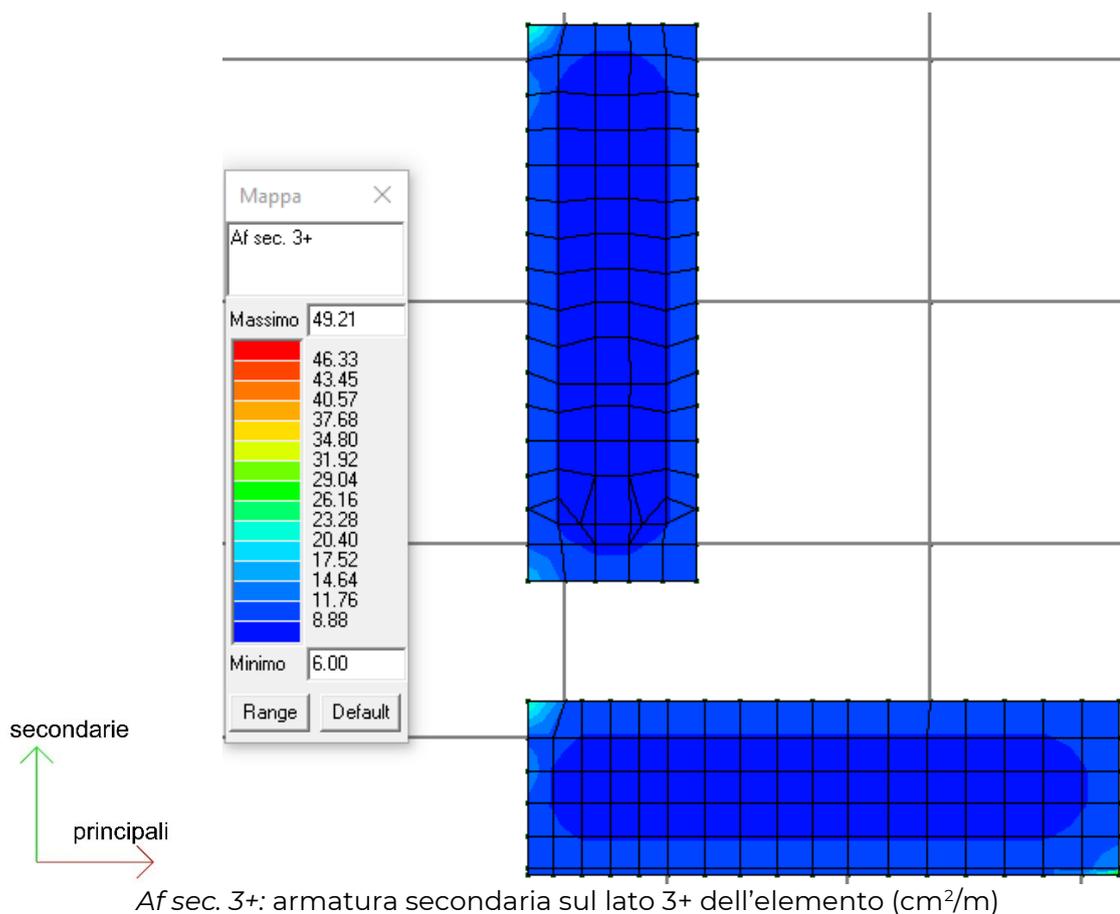


Ampiezza delle fessure in comb. frequenti= 0.32mm < 0.40mm VERIFICATO

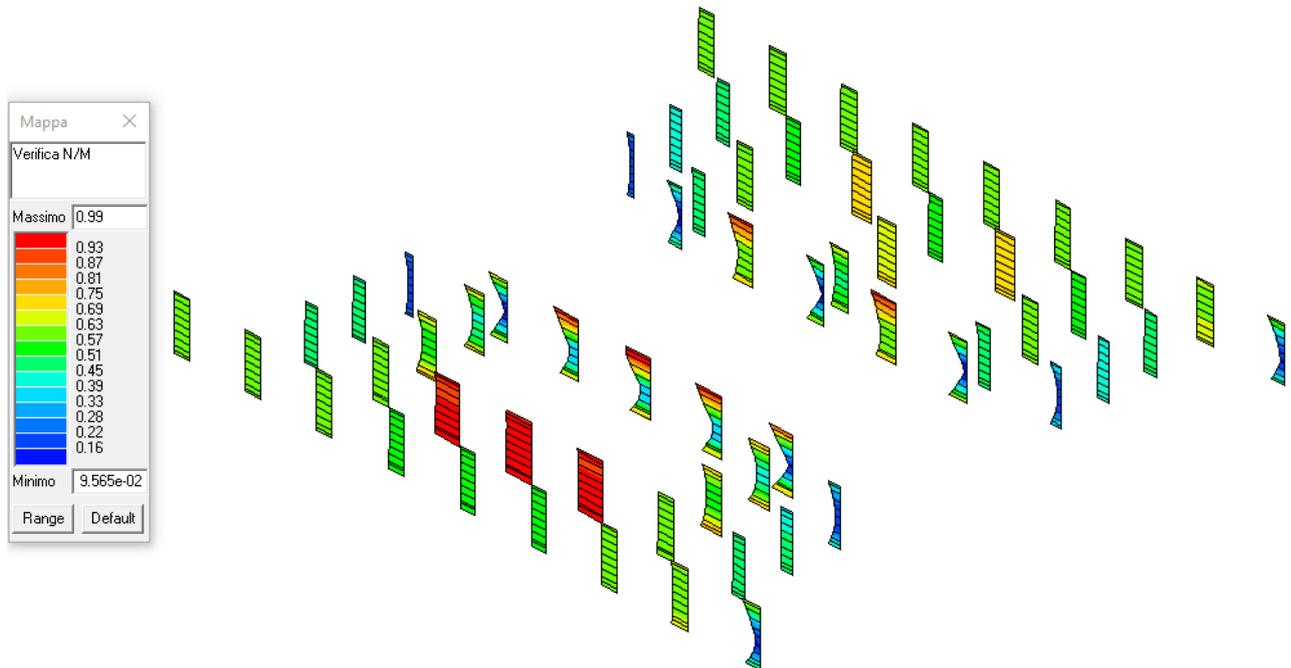


Ampiezza delle fessure in comb. quasi permanenti= 0.3mm ≤ 0.30mm VERIFICATO

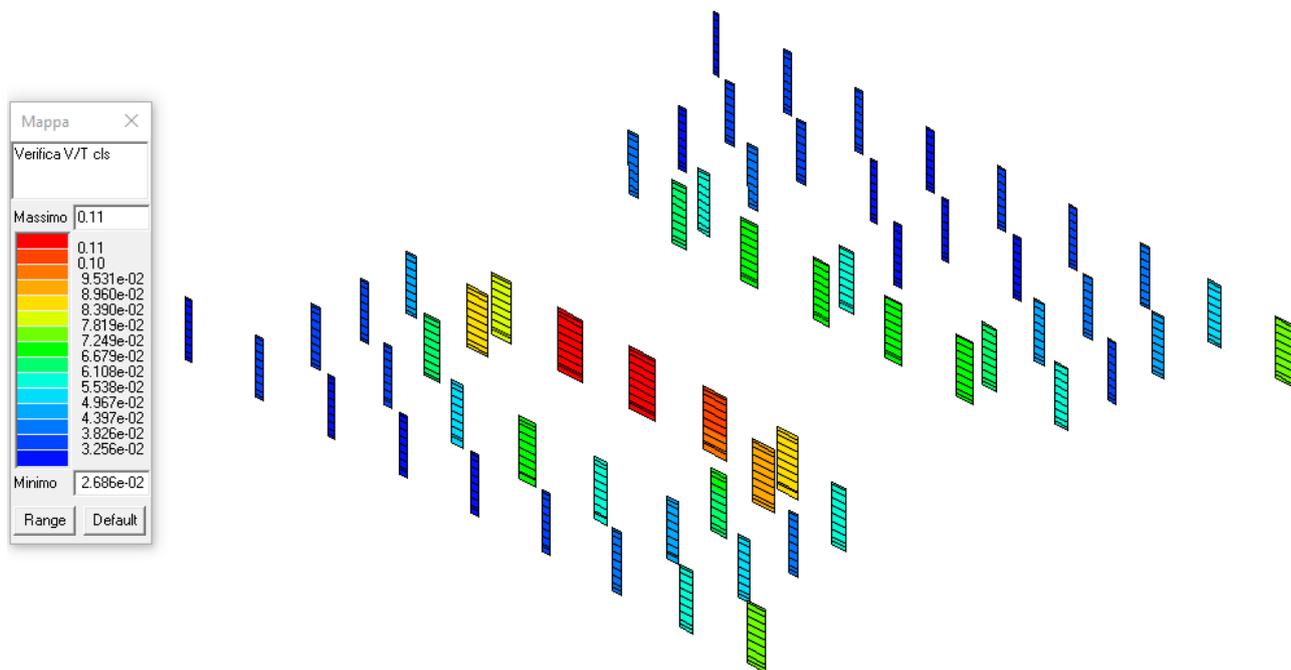




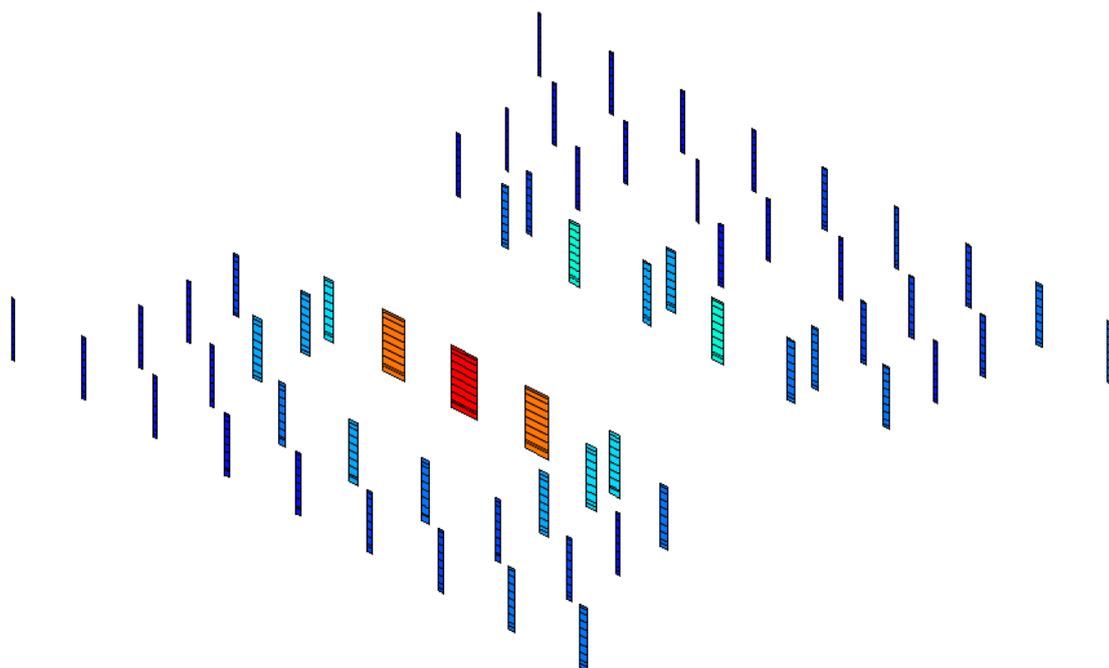
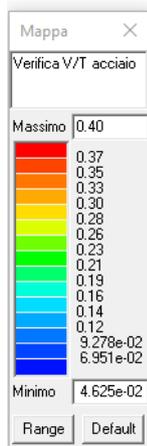
### 4.5.3 Verifica pilastri



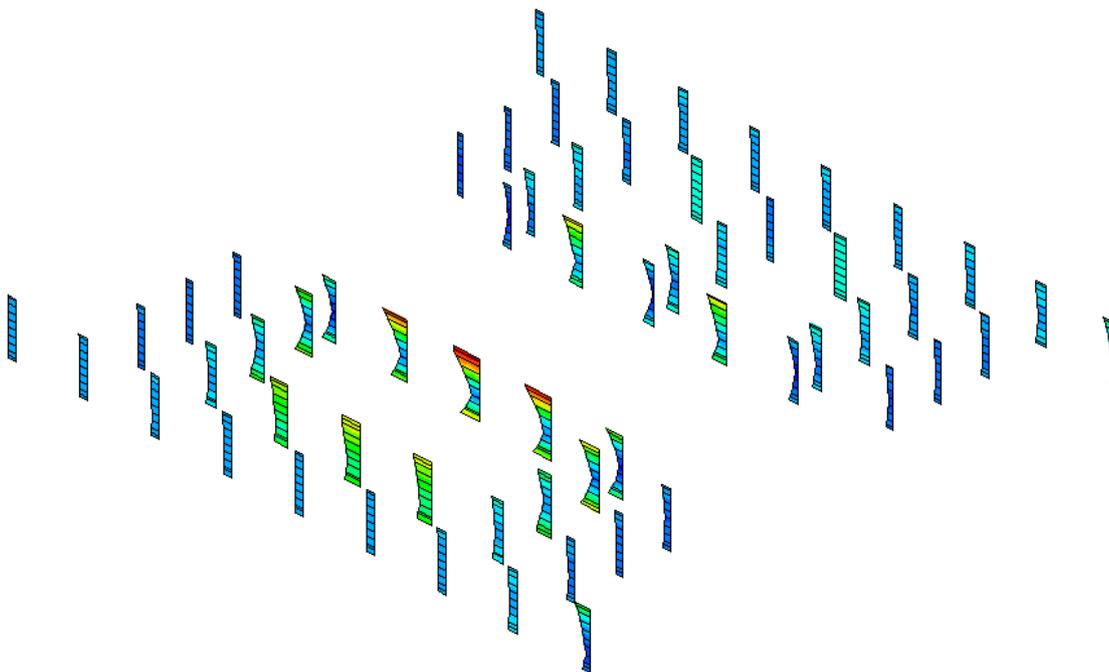
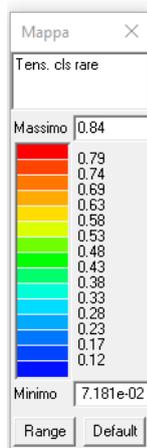
Verifica N/M (verifica a pressoflessione)= 0.99 < 1.00 VERIFICATO



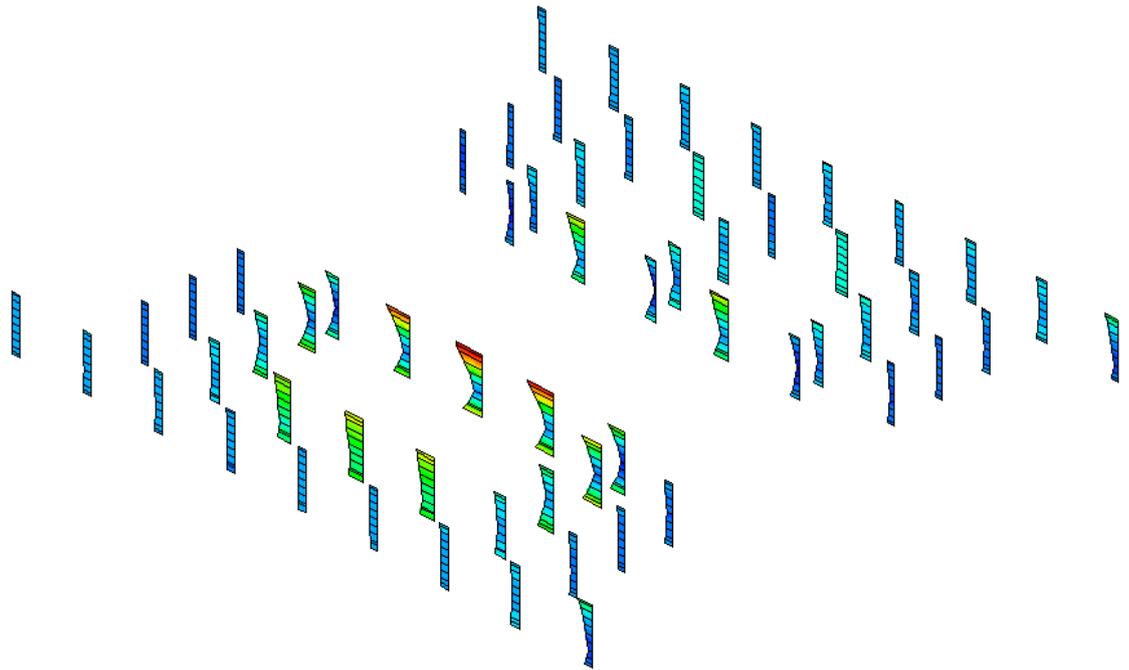
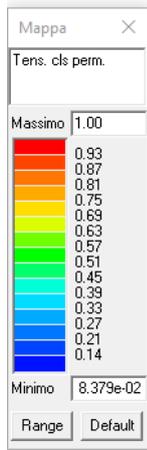
Verifica V/T cls (verifica a taglio e torsione lato calcestruzzo)= 0.11 < 1.00 VERIFICATO



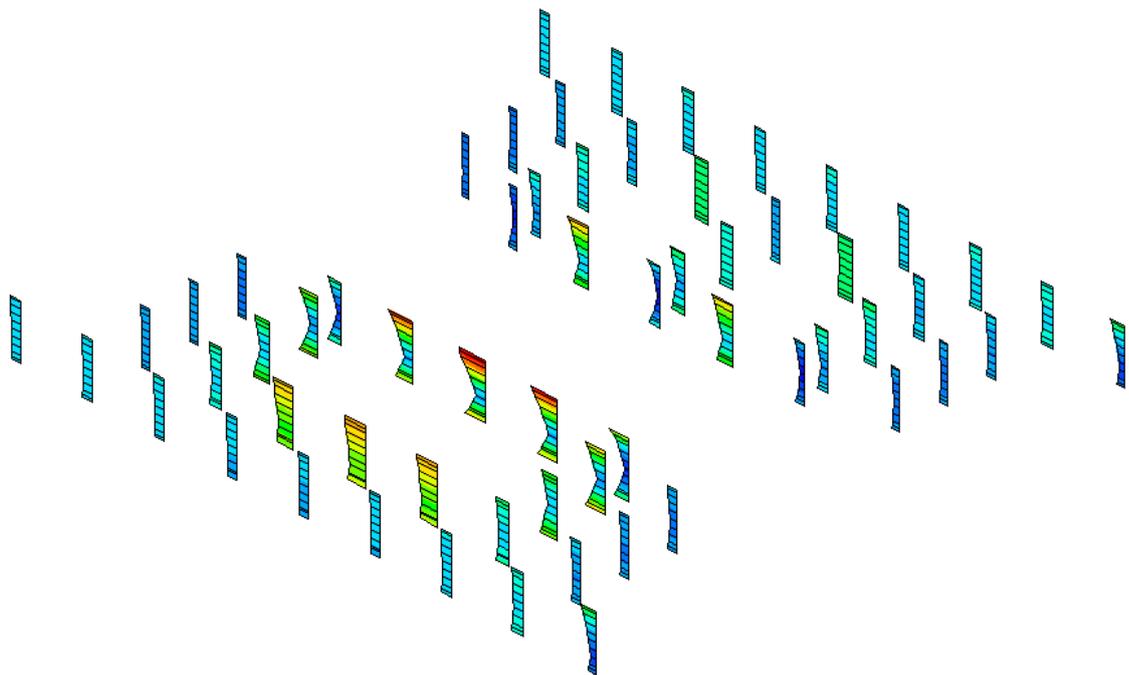
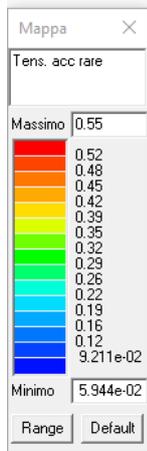
Verifica V/T acciaio (verifica a taglio e torsione lato acciaio)= 0.40 < 1.00 VERIFICATO



Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.84 < 1.00 VERIFICATO



Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente=  $1.00 \leq 1.00$  VERIFICATO



Tensioni acciaio comb. rare=  $0.55 < 1.00$  VERIFICATO

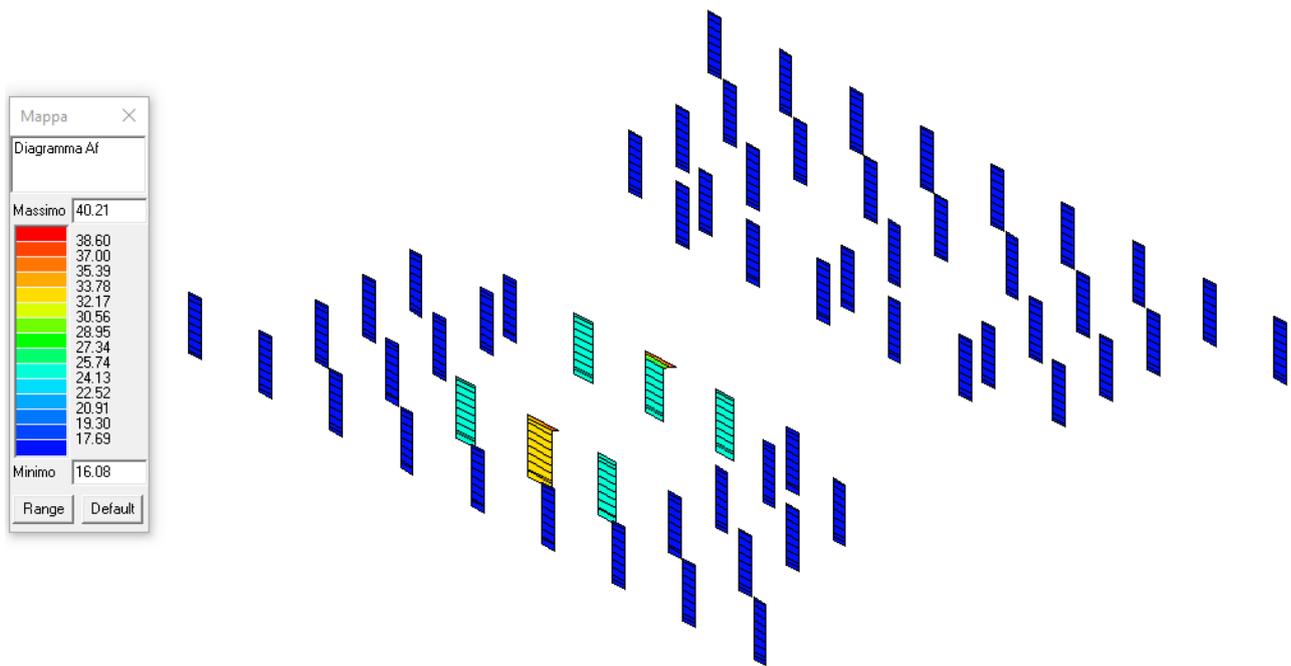
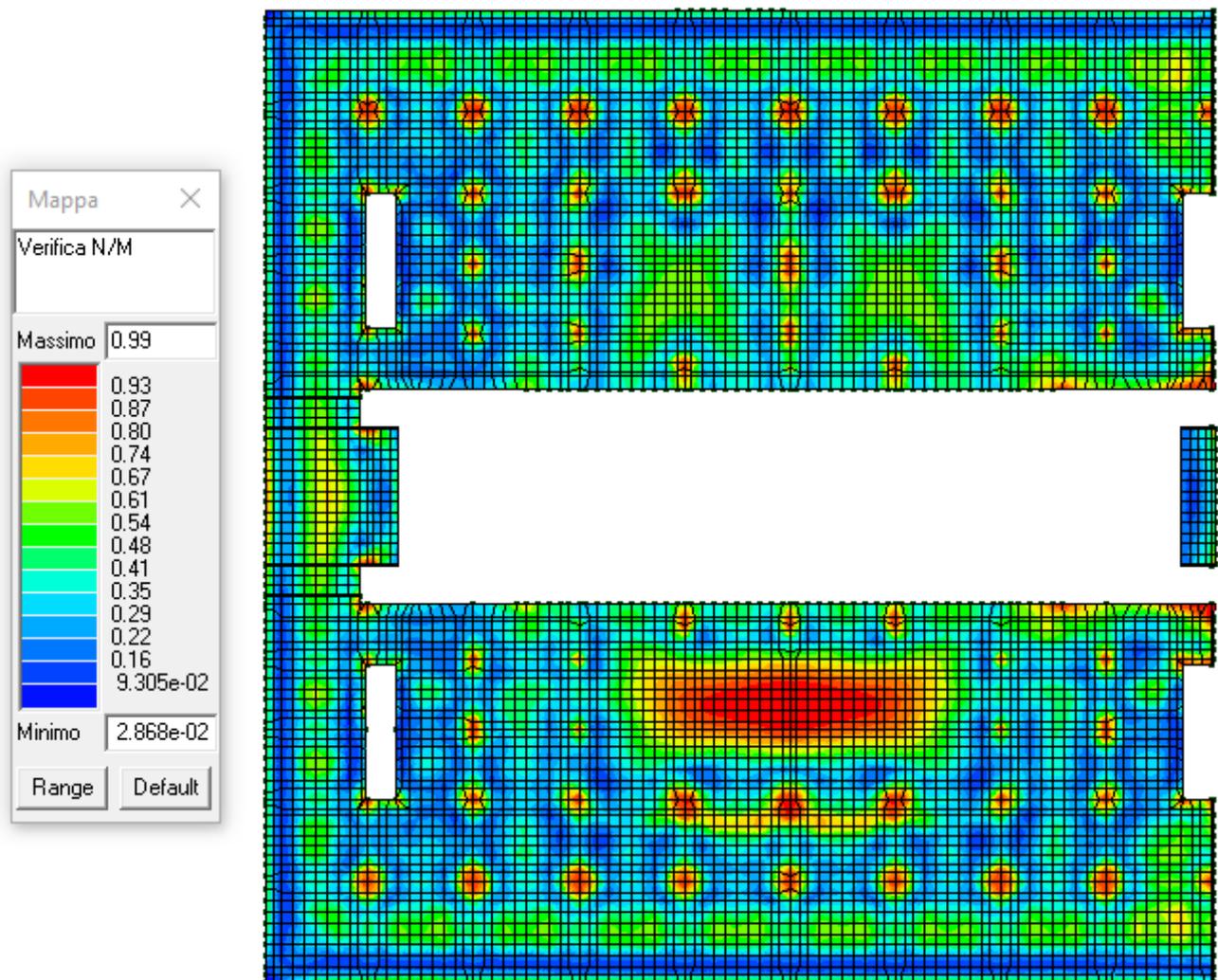
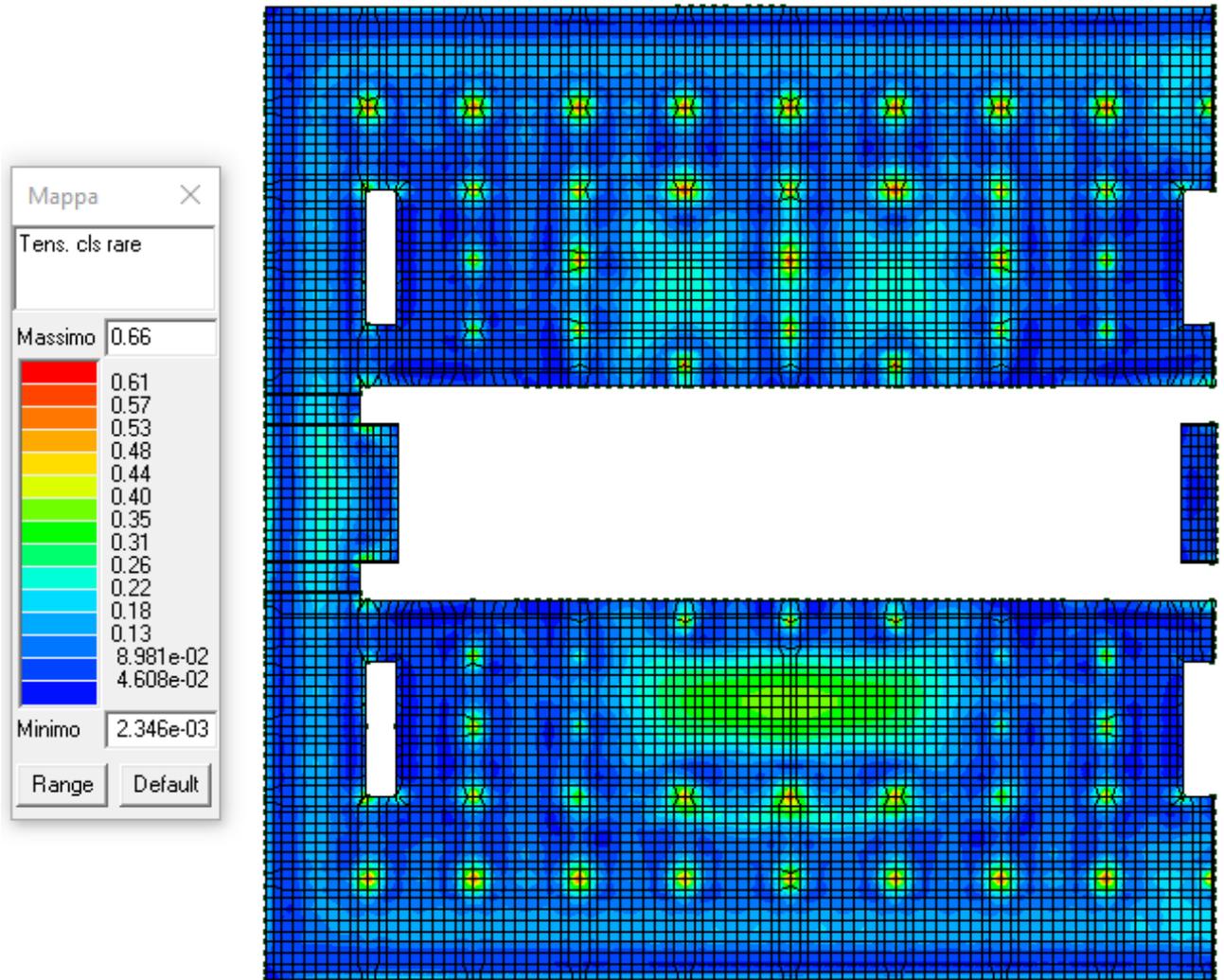


Diagramma armature longitudinali (cm<sup>2</sup>)

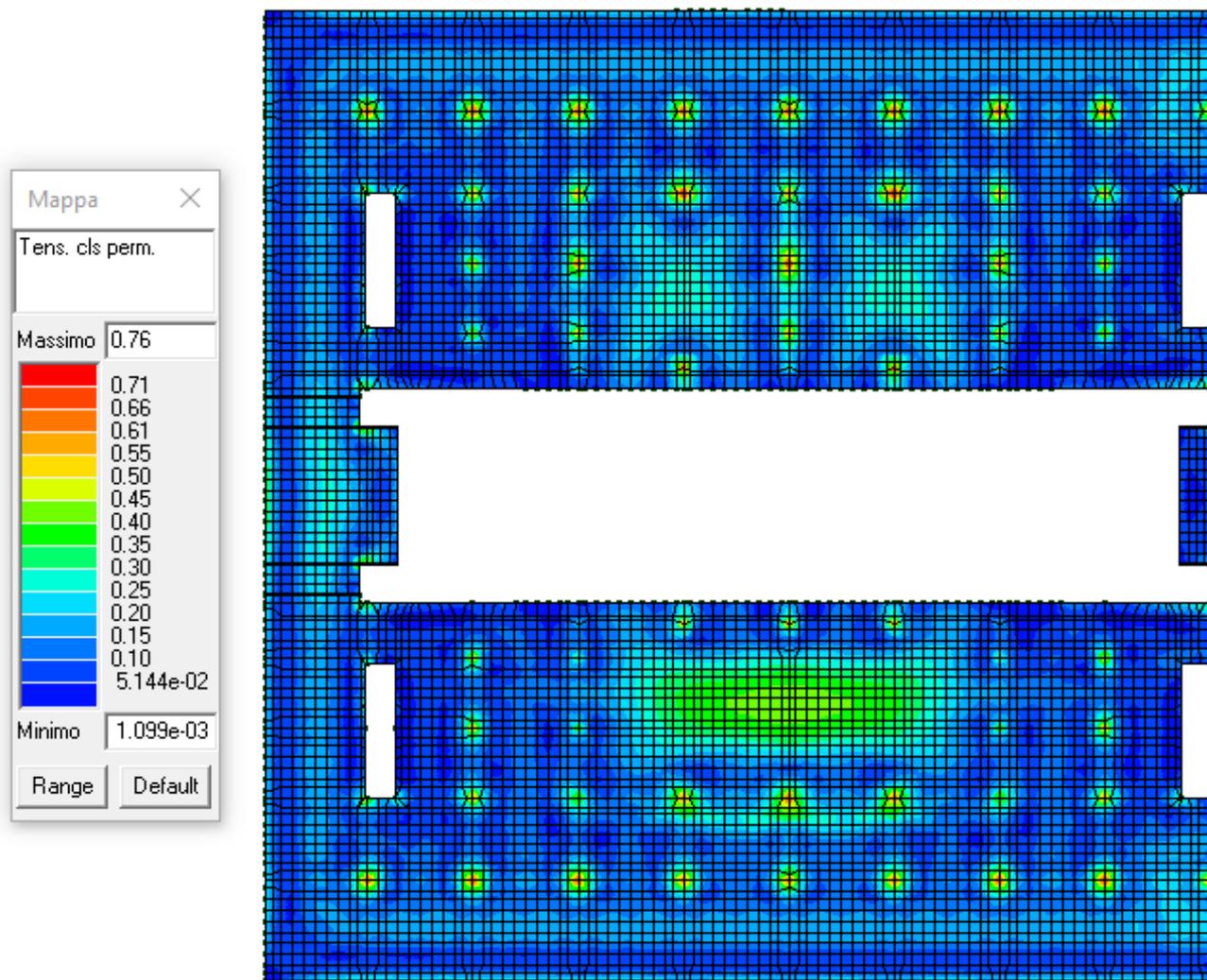
#### 4.5.4 Verifica solaio di copertura



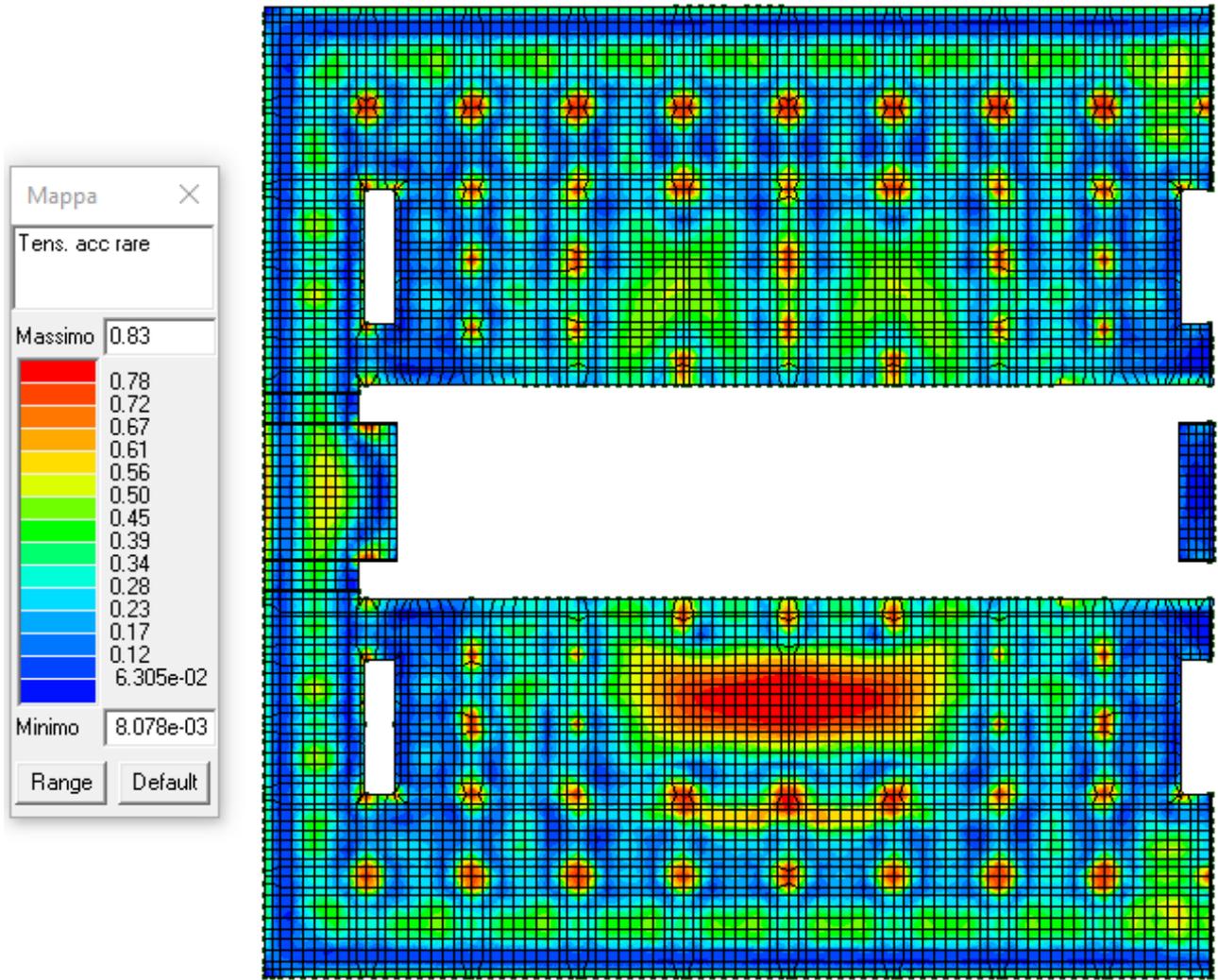
Verifica N/M (verifica a pressoflessione)= 0.99 < 1.00 VERIFICATO



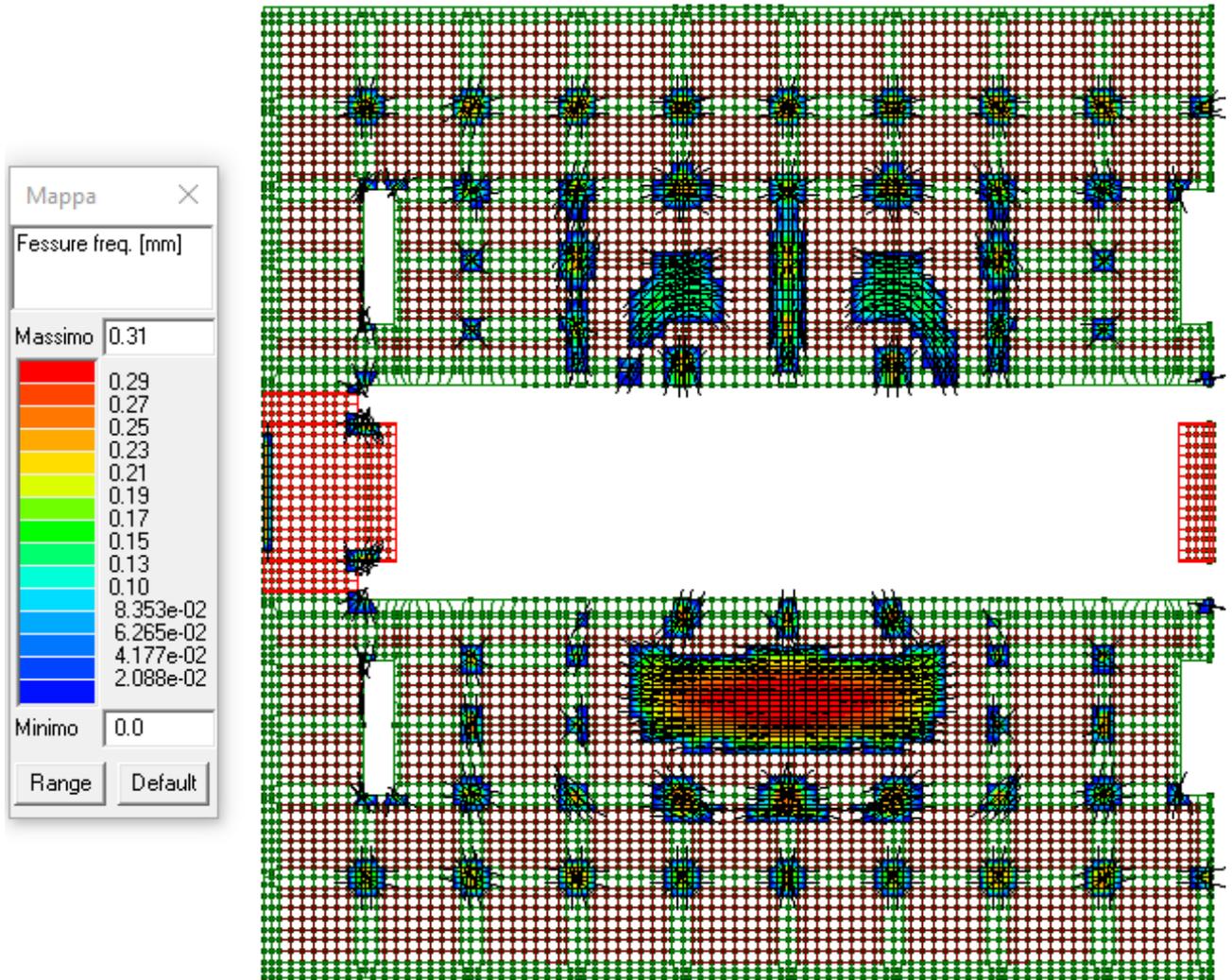
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.66 < 1.00 VERIFICATO



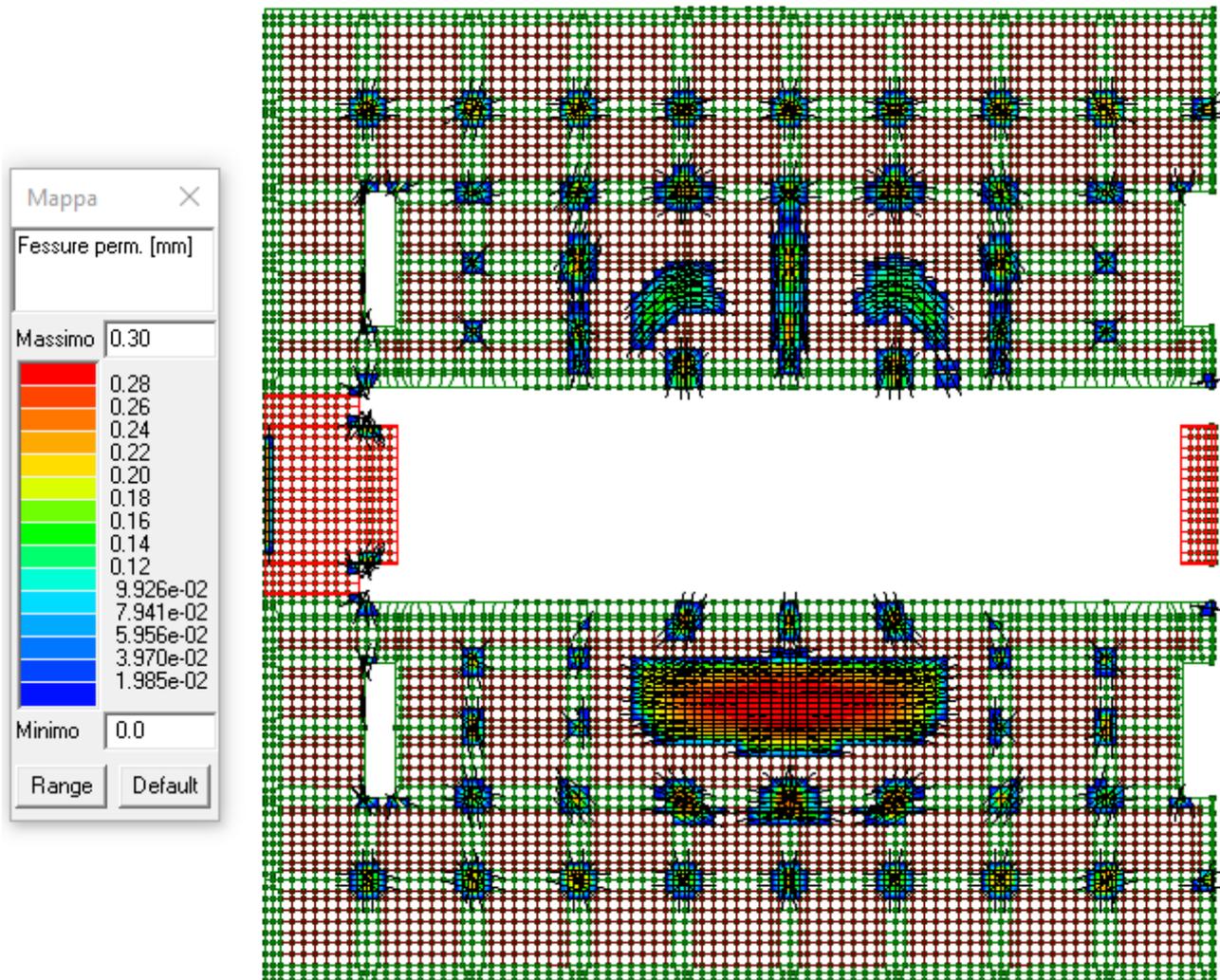
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente= 0.76 < 1.00 VERIFICATO



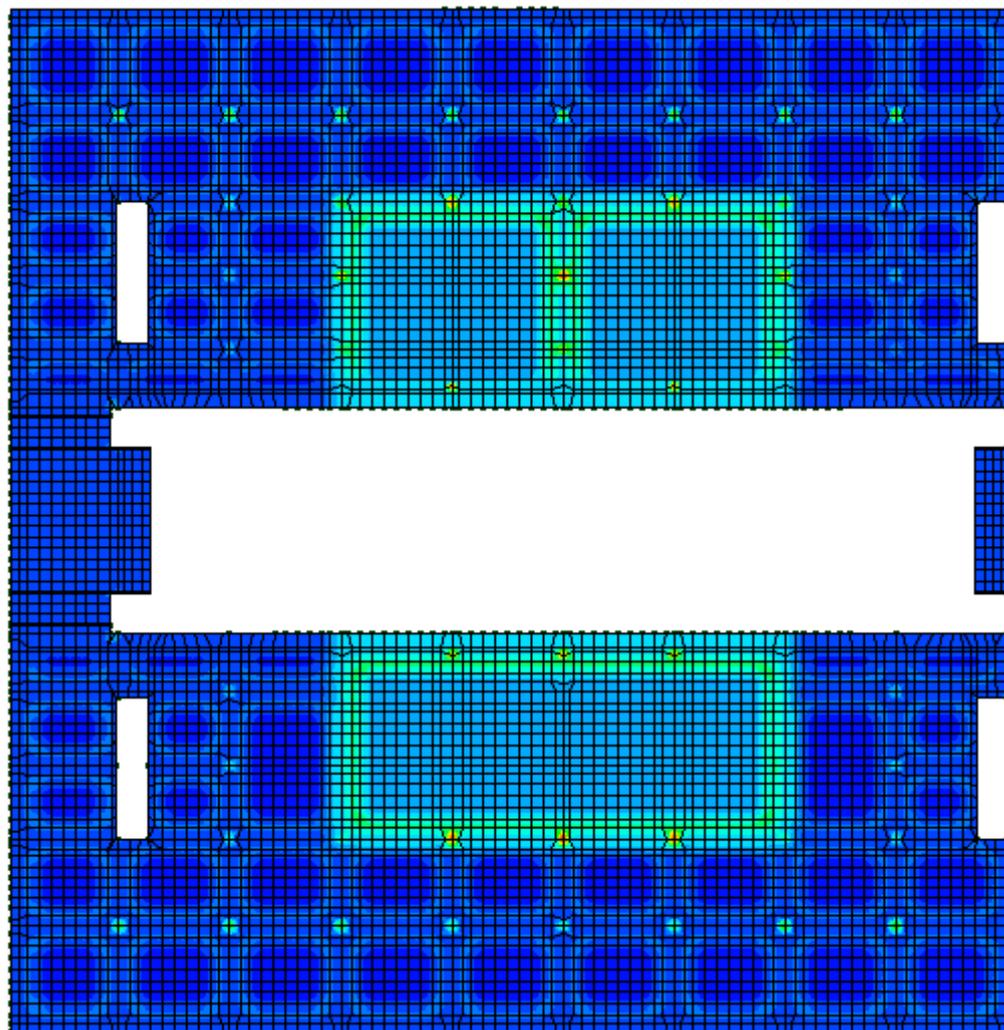
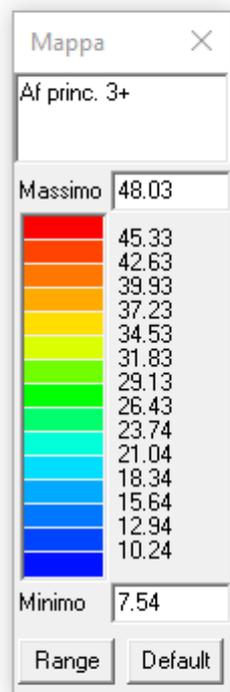
Tensioni acciaio comb. rare= 0.83 < 1.00 VERIFICATO



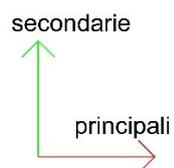
Ampiezza delle fessure in comb. frequenti= 0.31mm < 0.40mm VERIFICATO

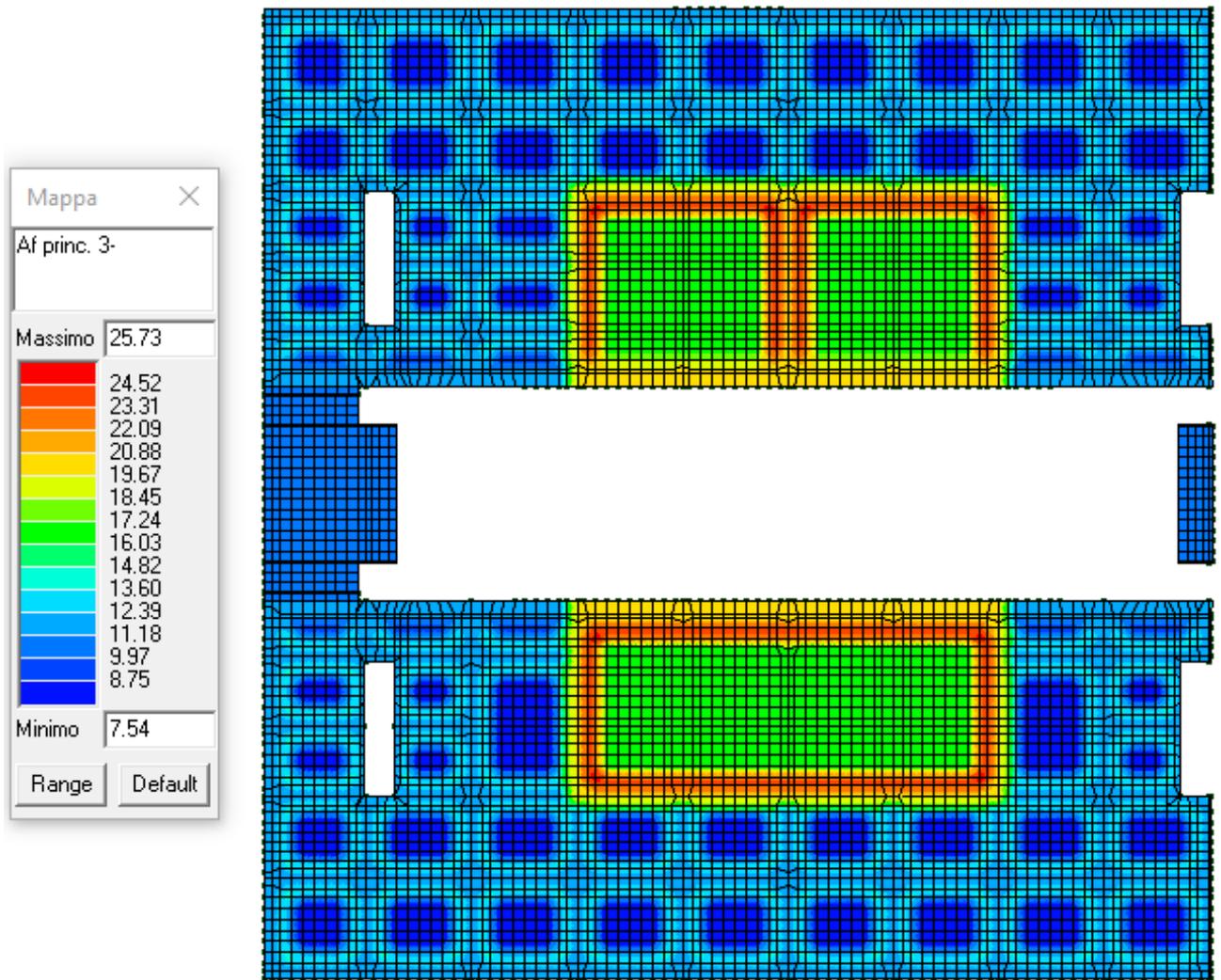


Ampiezza delle fessure in comb. quasi permanenti= 0.30mm ≤ 0.30mm VERIFICATO

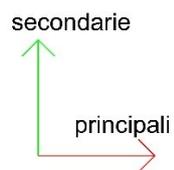


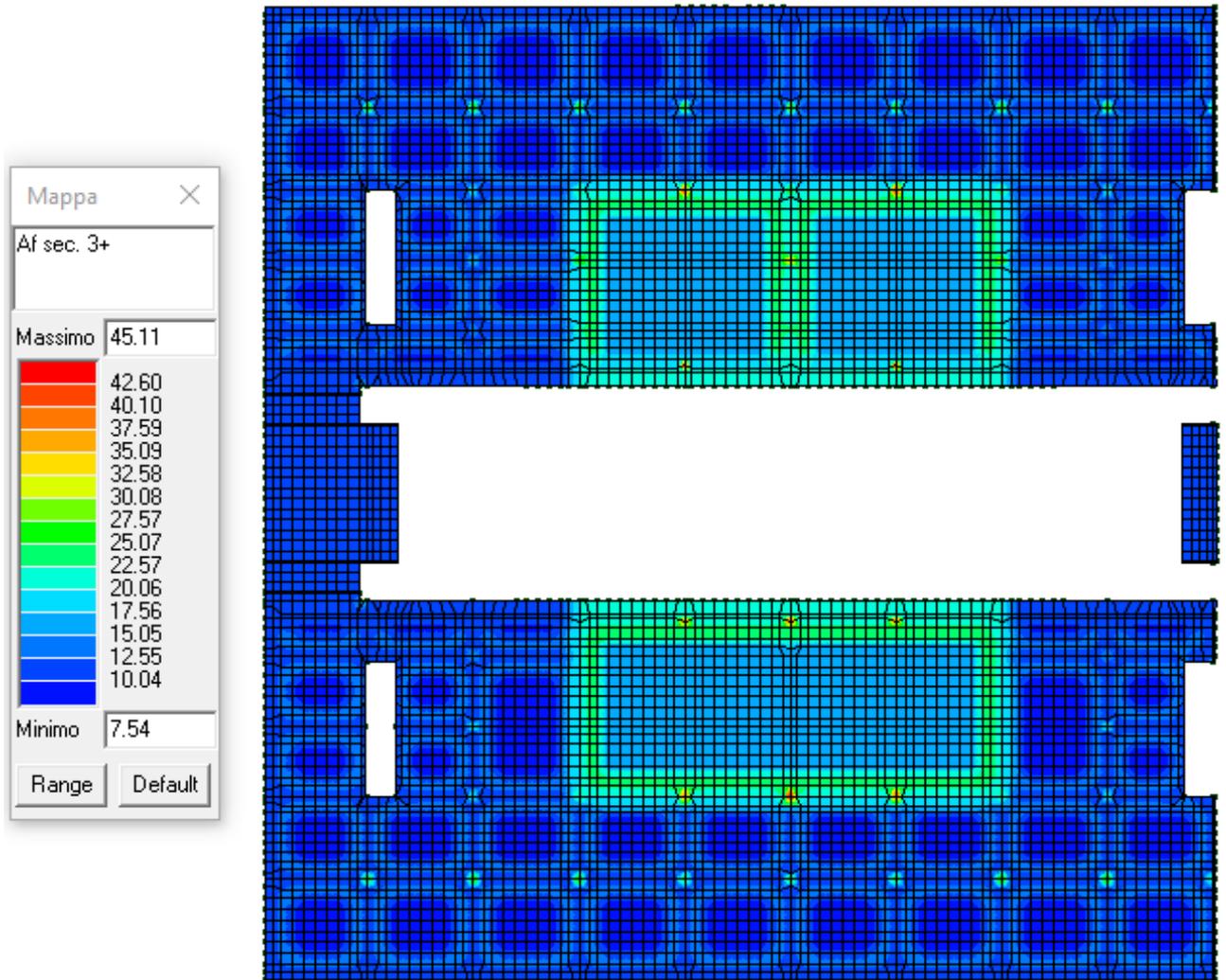
Af princ. 3+ : armatura principale sul lato 3+ dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)



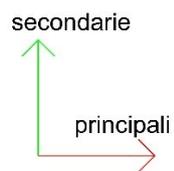


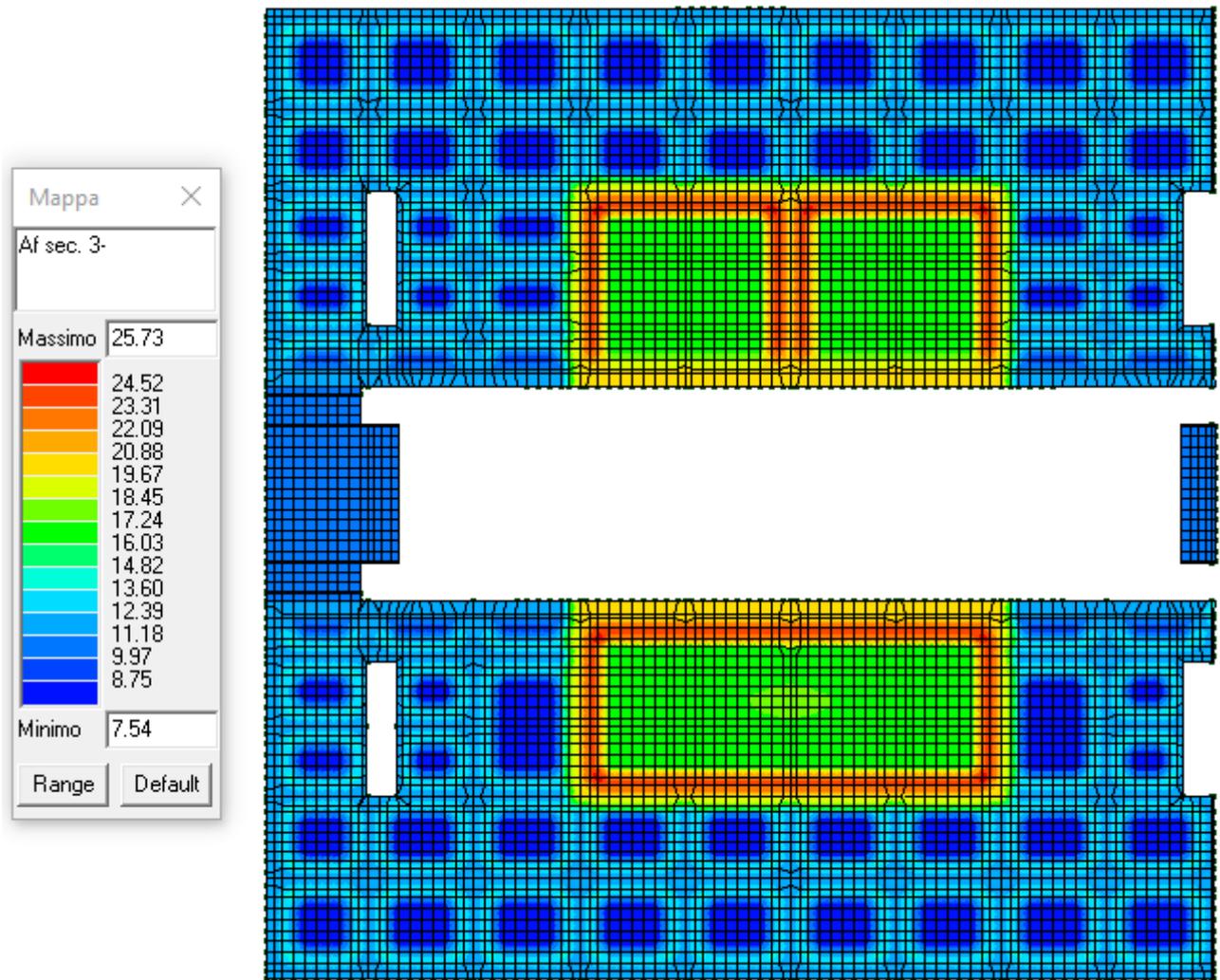
Af princ. 3- : armatura principale sul lato 3- dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)



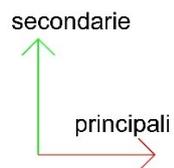


Af sec. 3+: armatura secondaria sul lato 3+ dell'elemento

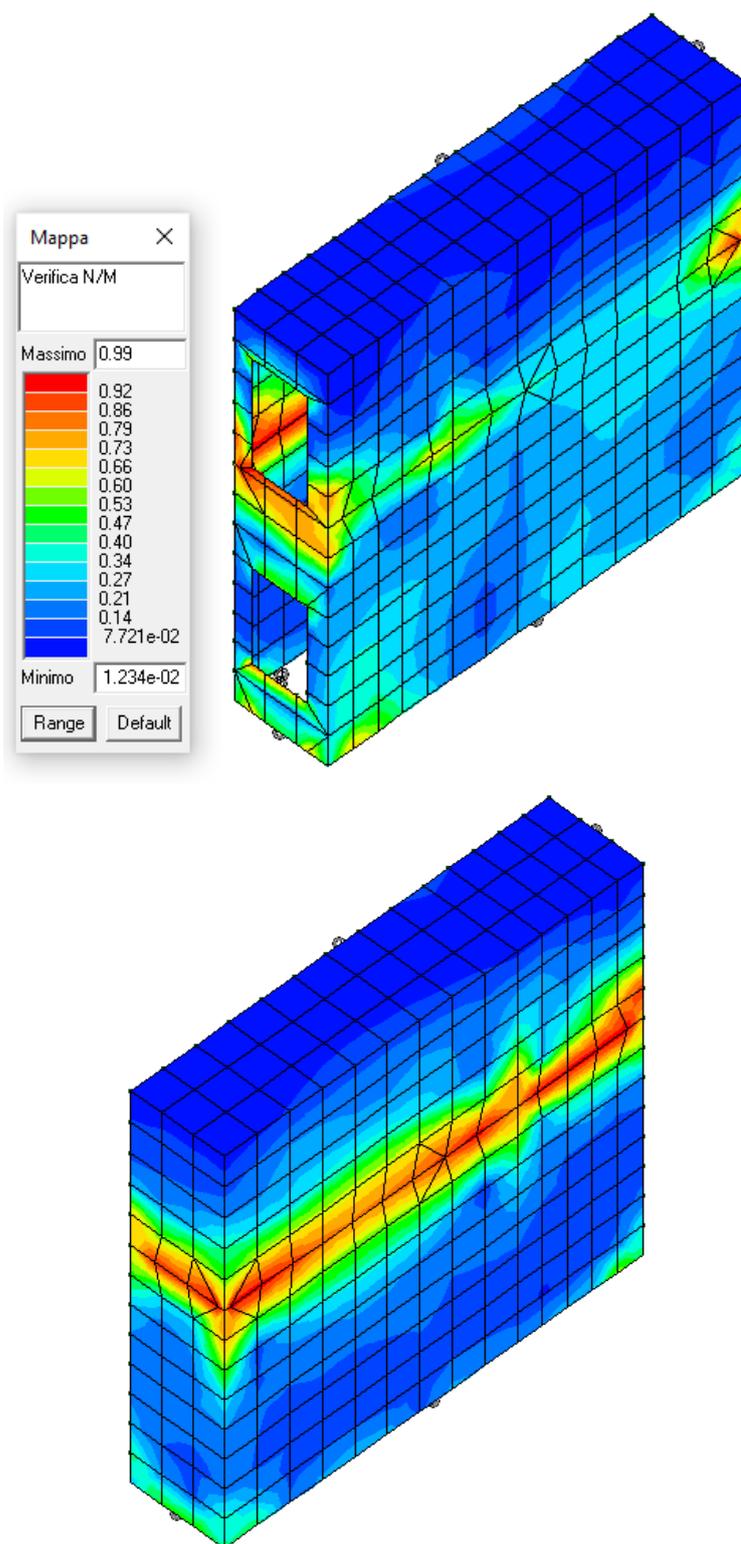




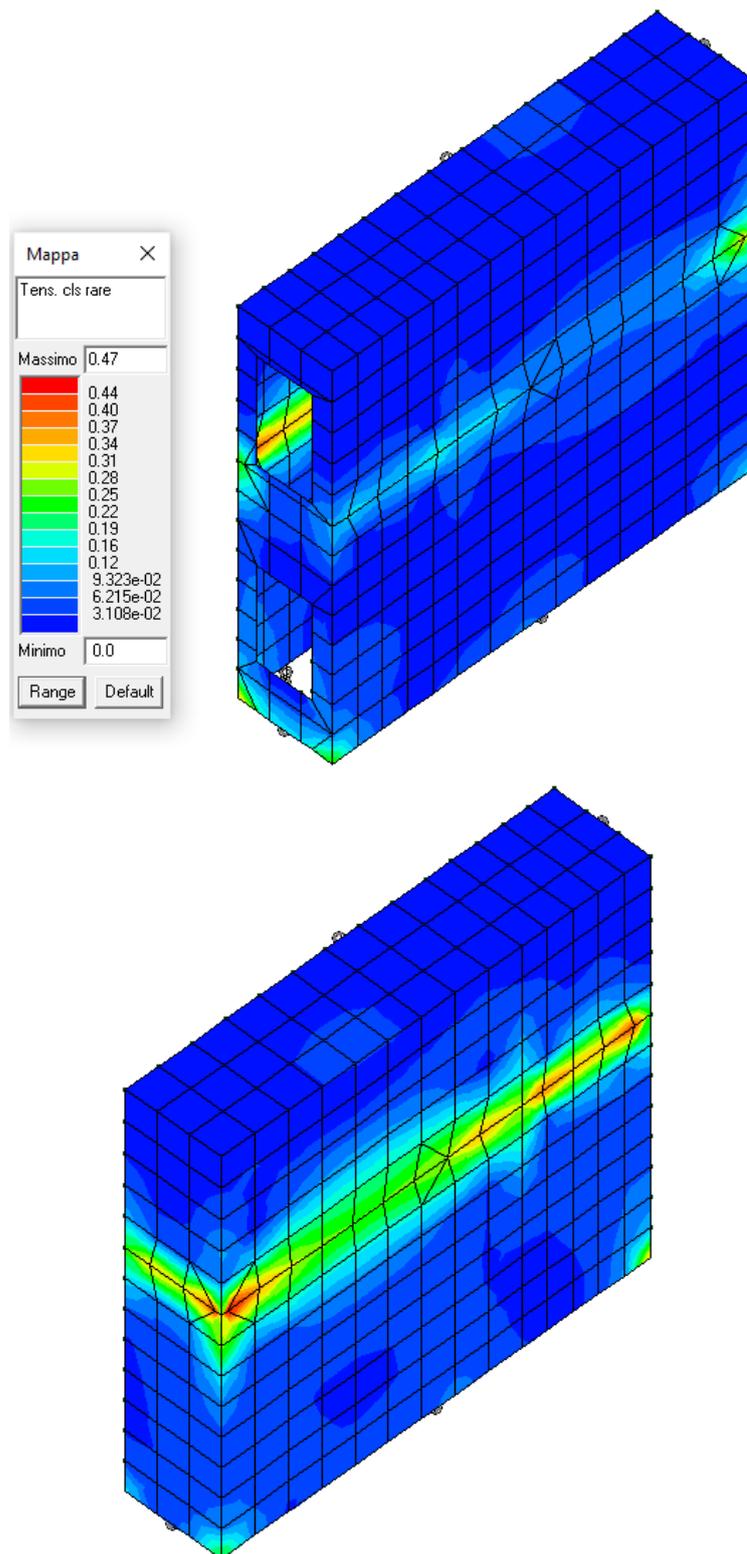
Af sec. 3-: armatura secondaria sul lato 3- dell'elemento



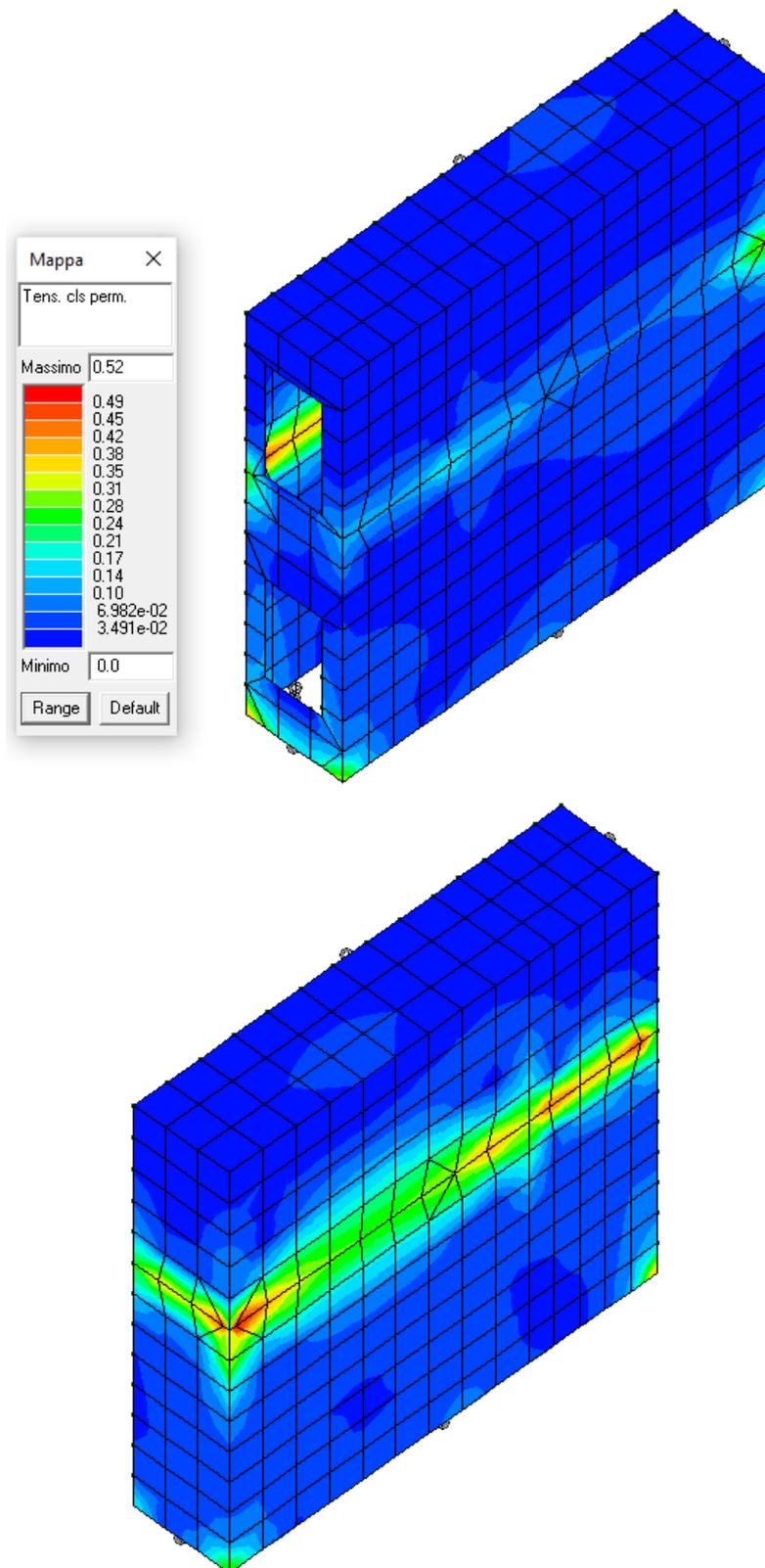
4.5.5 Verifica nuclei in c.a.



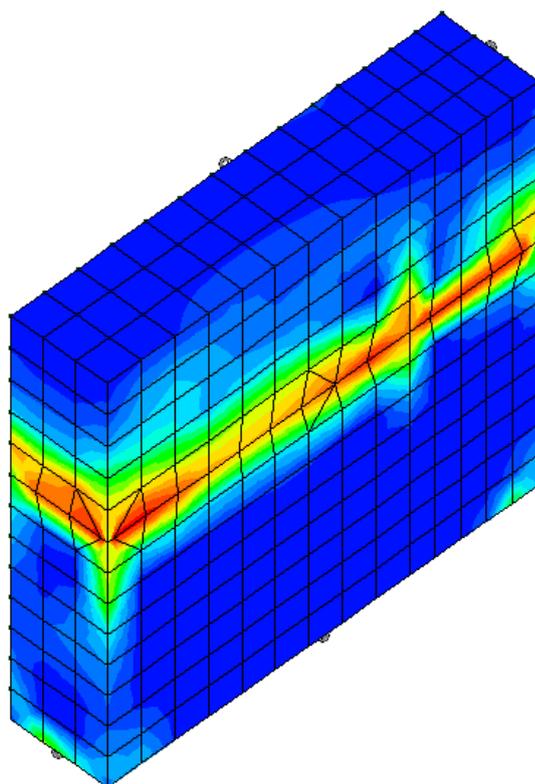
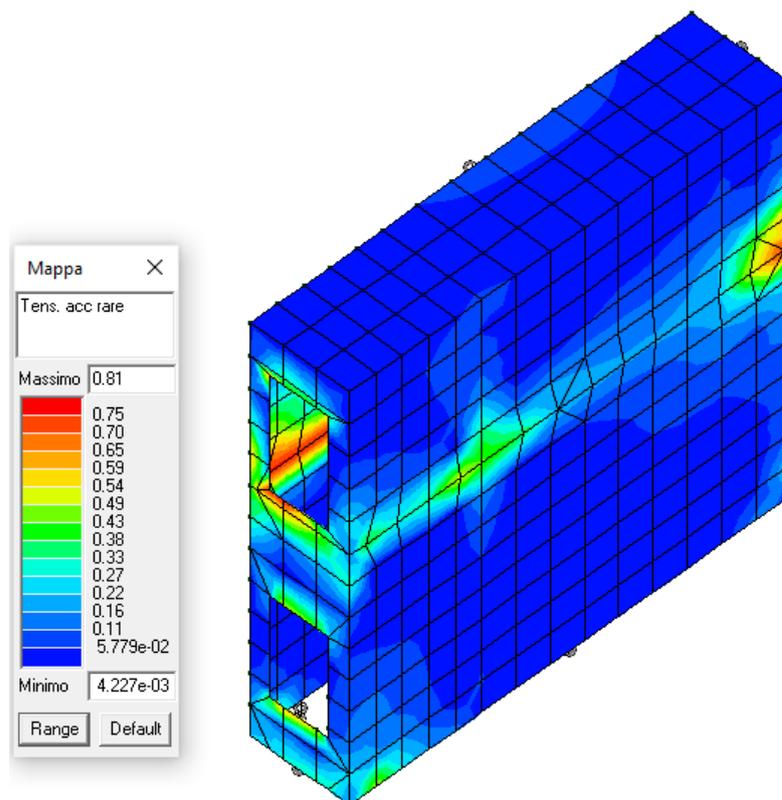
Verifica N/M (verifica a pressoflessione)= 0.99 < 1.00 VERIFICATO



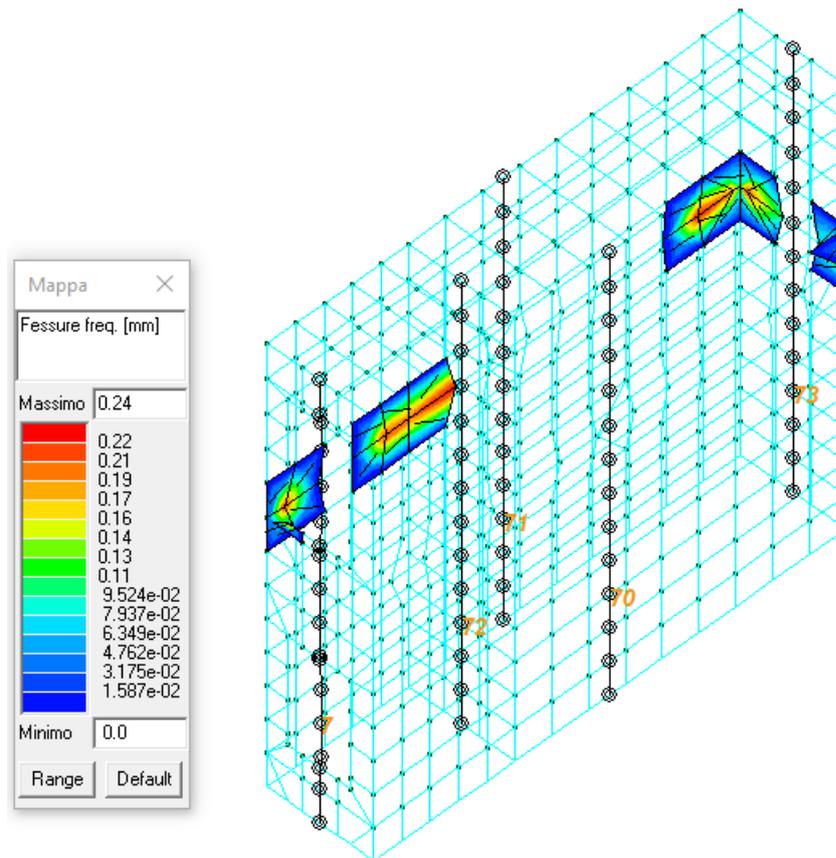
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.47 < 1.00 VERIFICATO



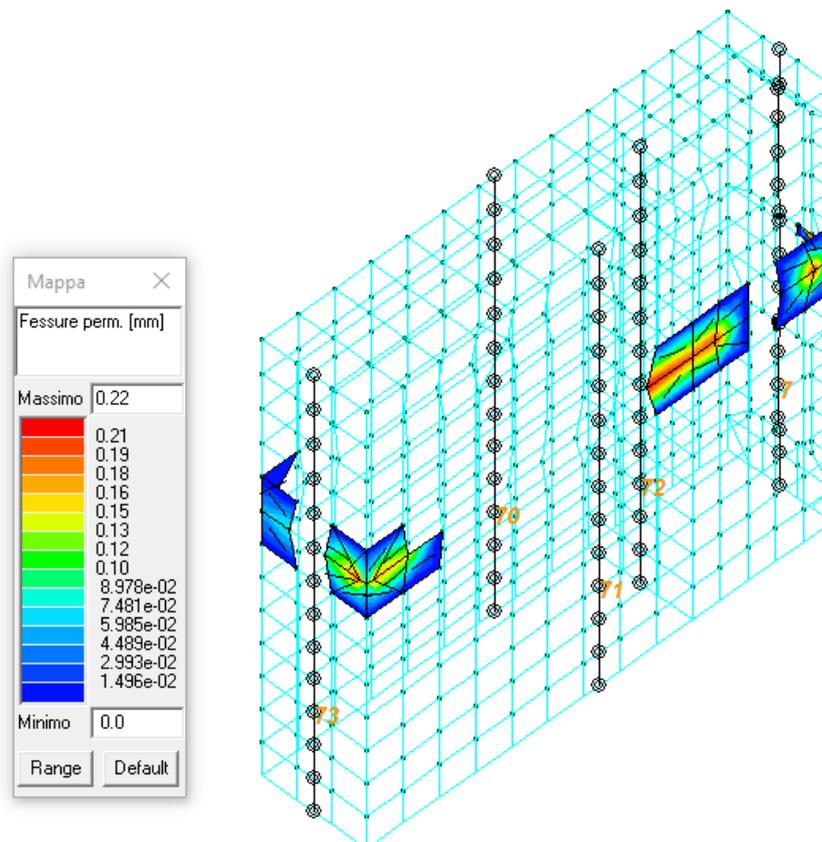
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente= 0.52 < 1.00 VERIFICATO



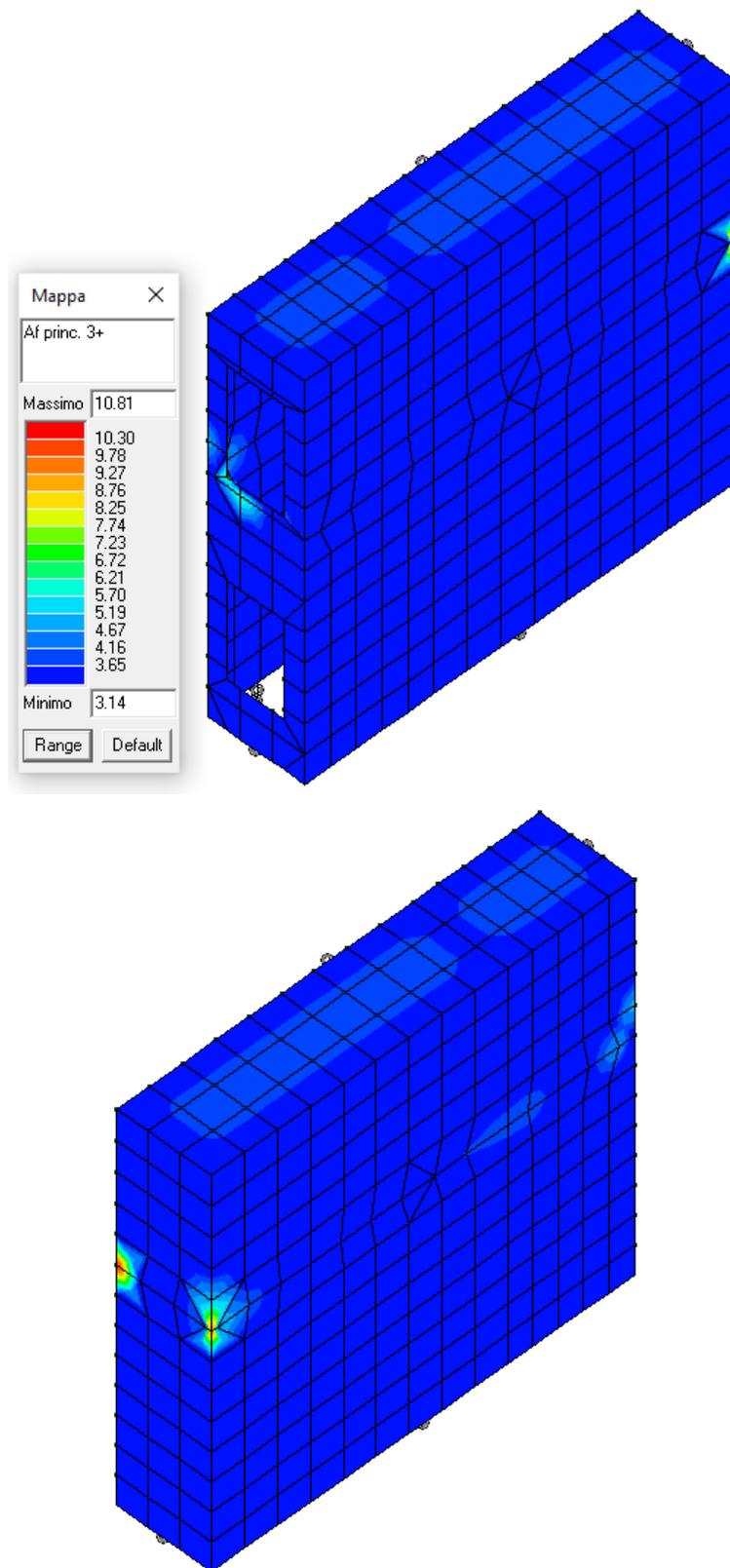
Tensioni acciaio comb. rare= 0.81 < 1.00 VERIFICATO



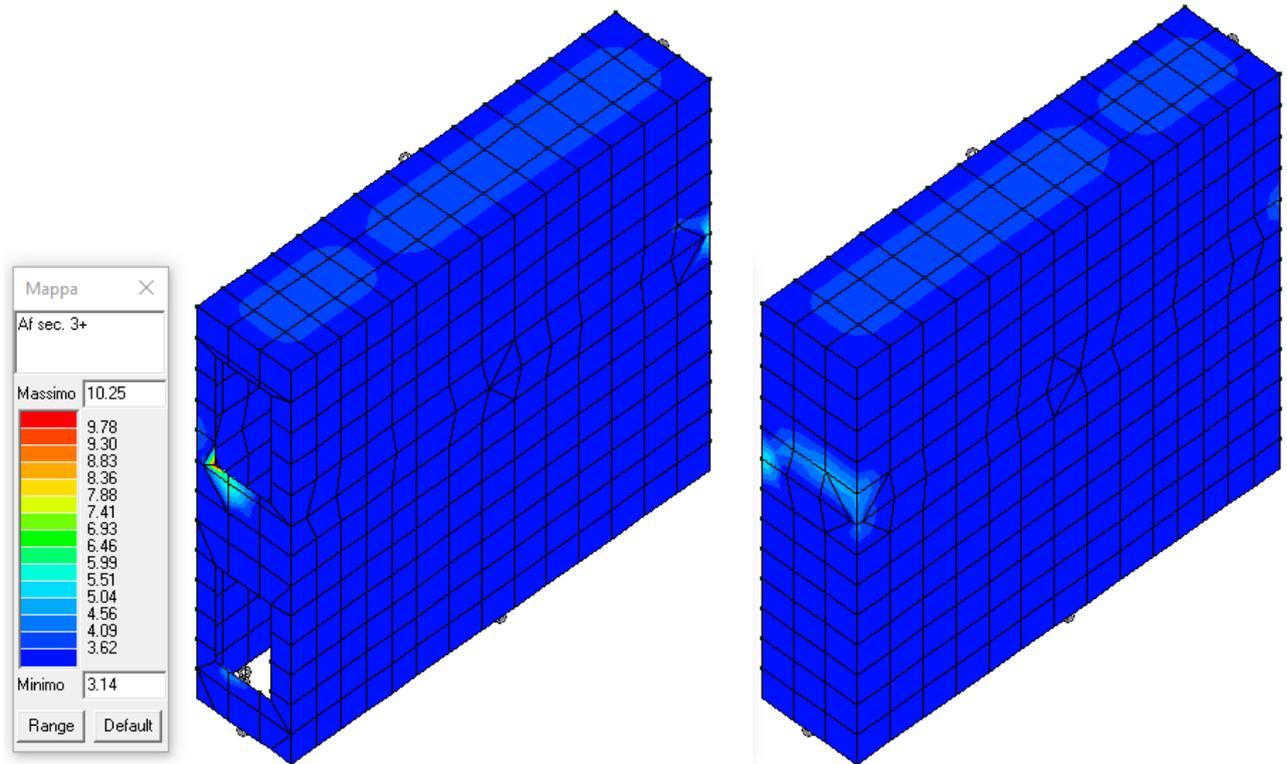
Ampiezza delle fessure in comb. frequenti= 0.24mm < 0.40mm VERIFICATO



Ampiezza delle fessure in comb. quasi permanenti= 0.22mm < 0.30mm VERIFICATO

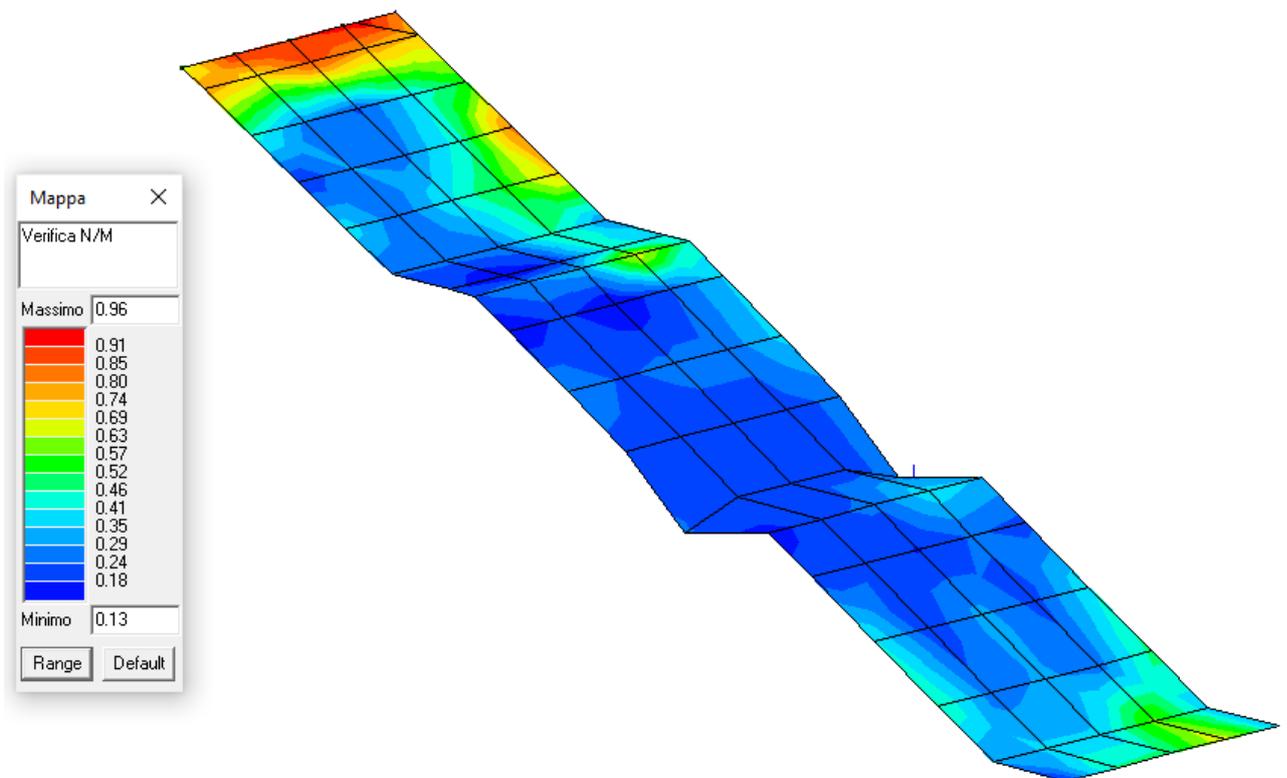


*Af princ. 3+* : armatura principale (verticale) sul lato 3+ dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)

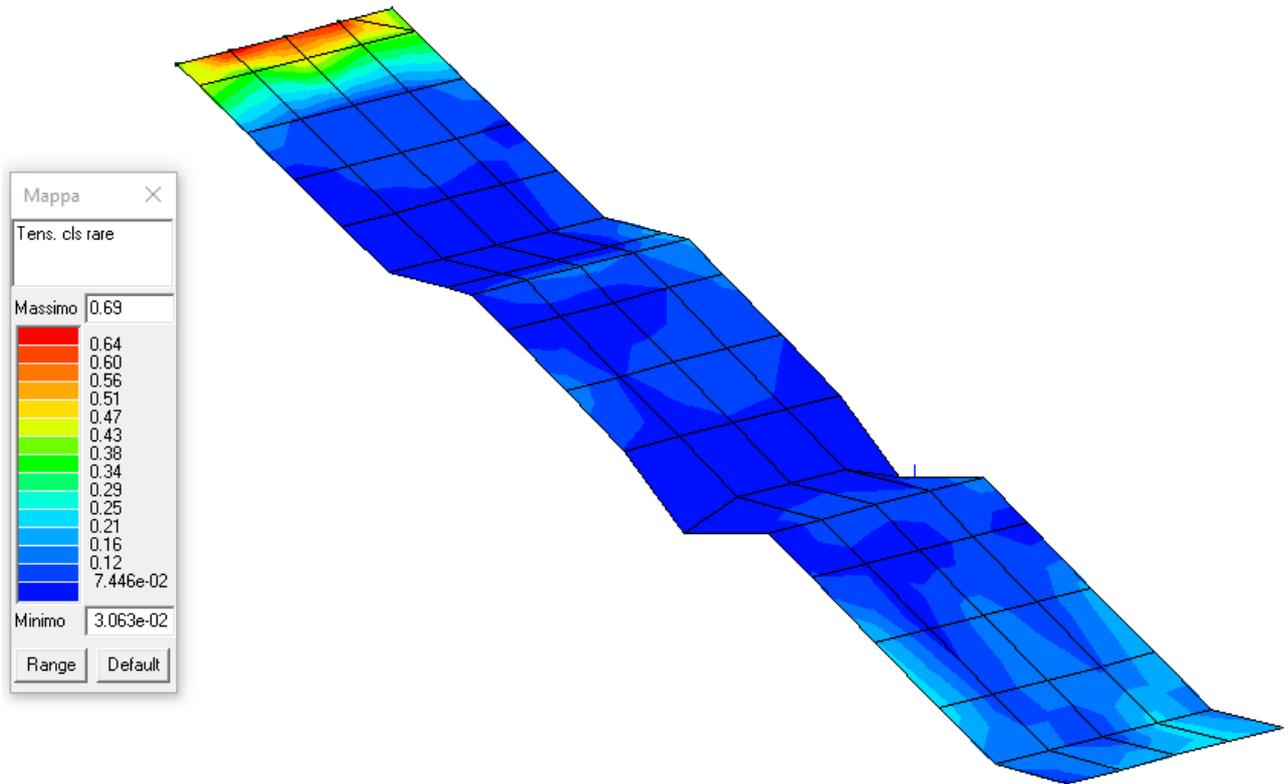


Af sec. 3+: armatura secondaria (orizzontale) sul lato 3+ dell'elemento

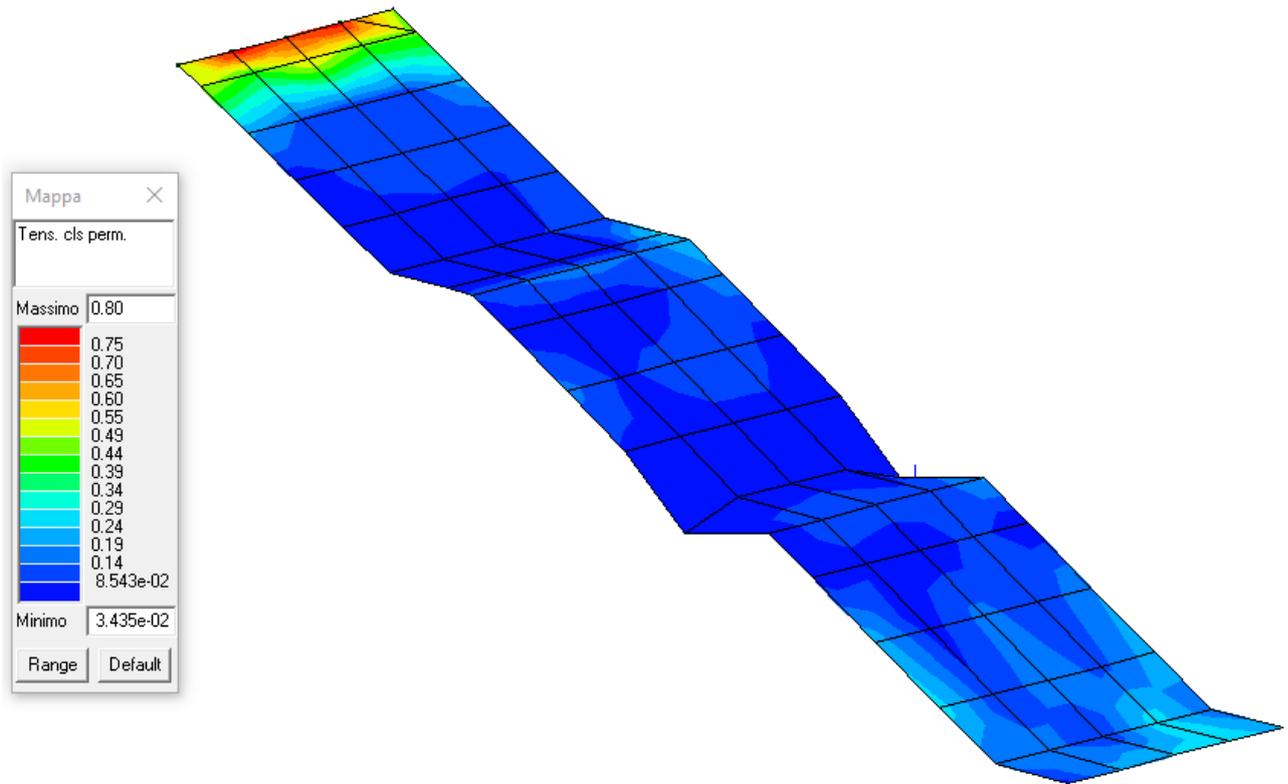
#### 4.5.6 Verifica scale



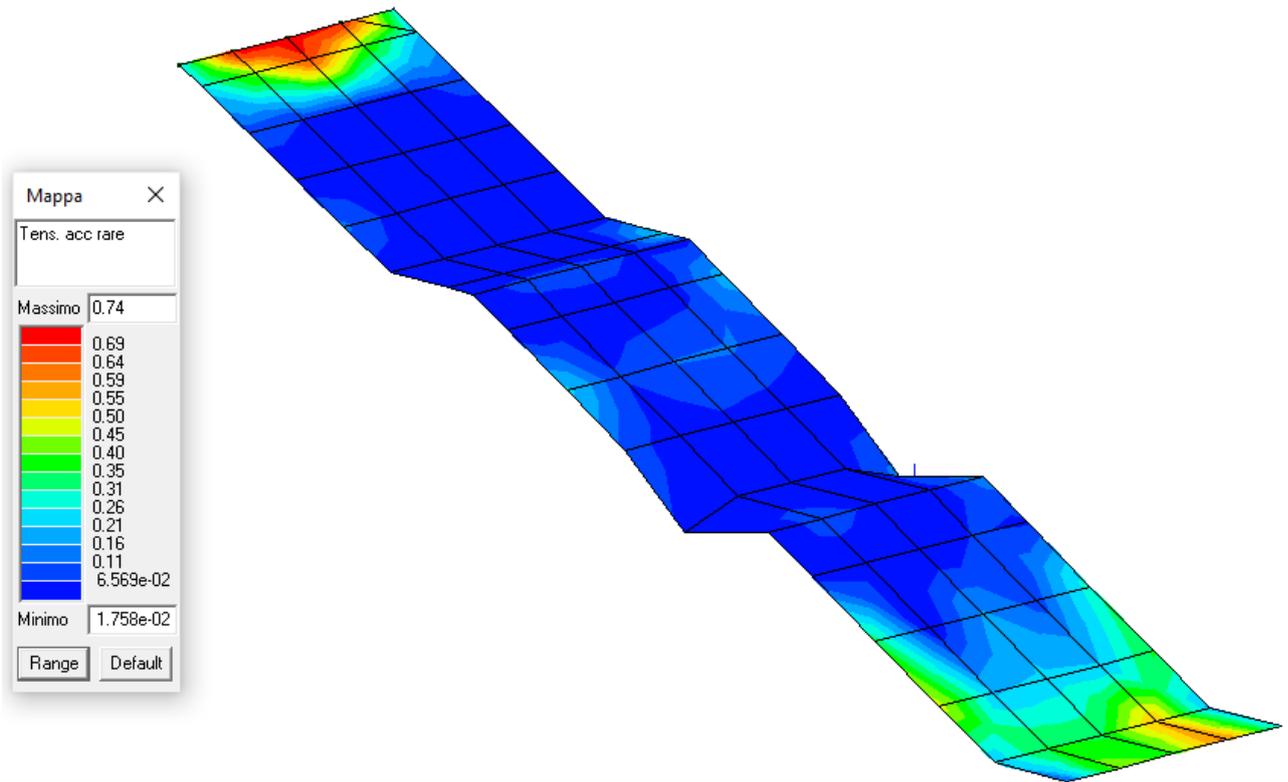
Verifica N/M (verifica a pressoflessione) = 0.96 < 1.00 VERIFICATO



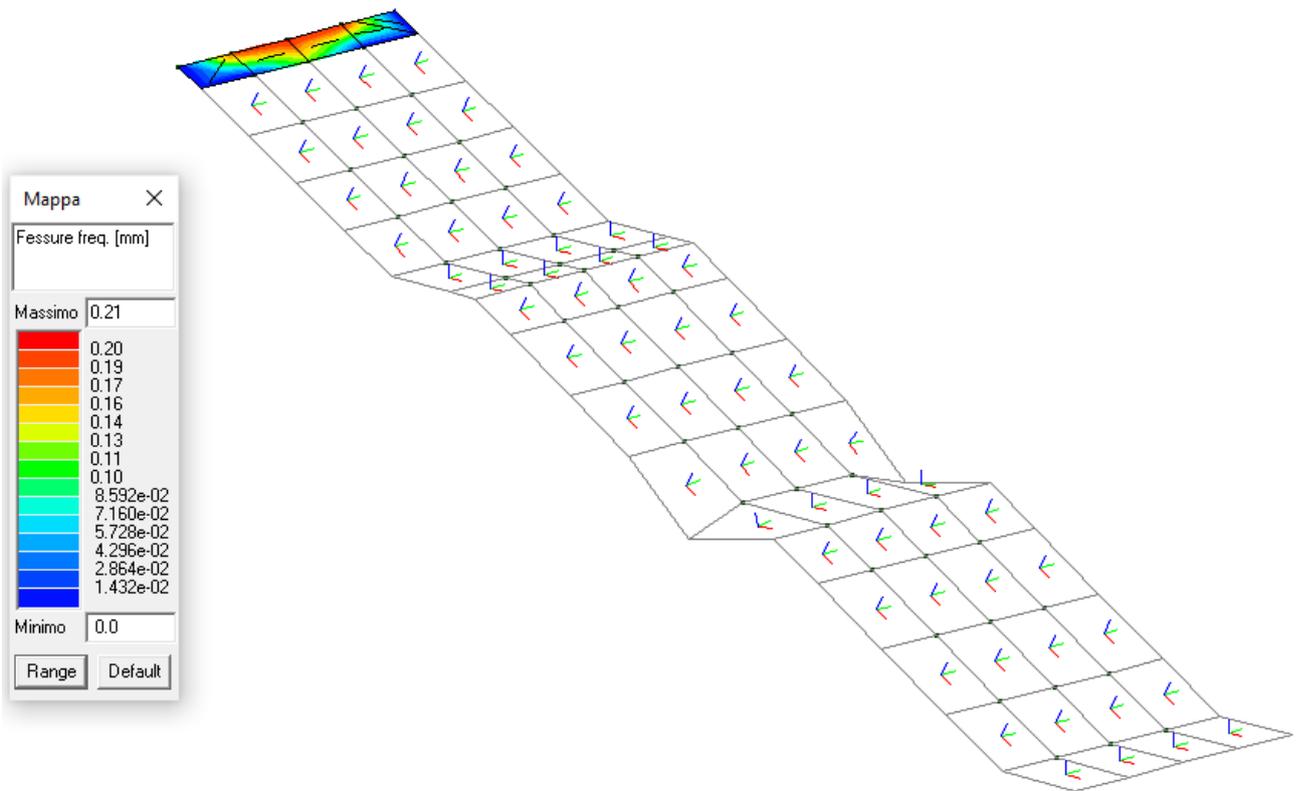
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.69 < 1.00 VERIFICATO



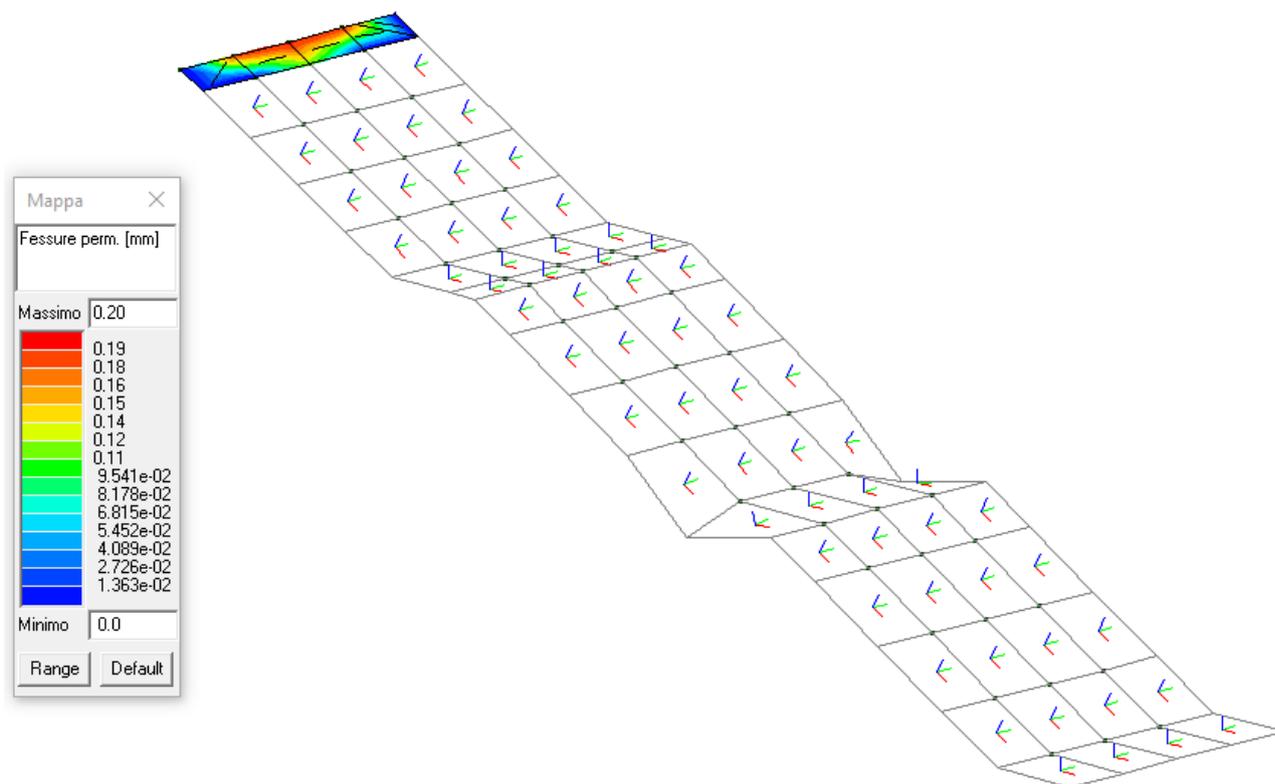
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente= 0.80 < 1.00 VERIFICATO



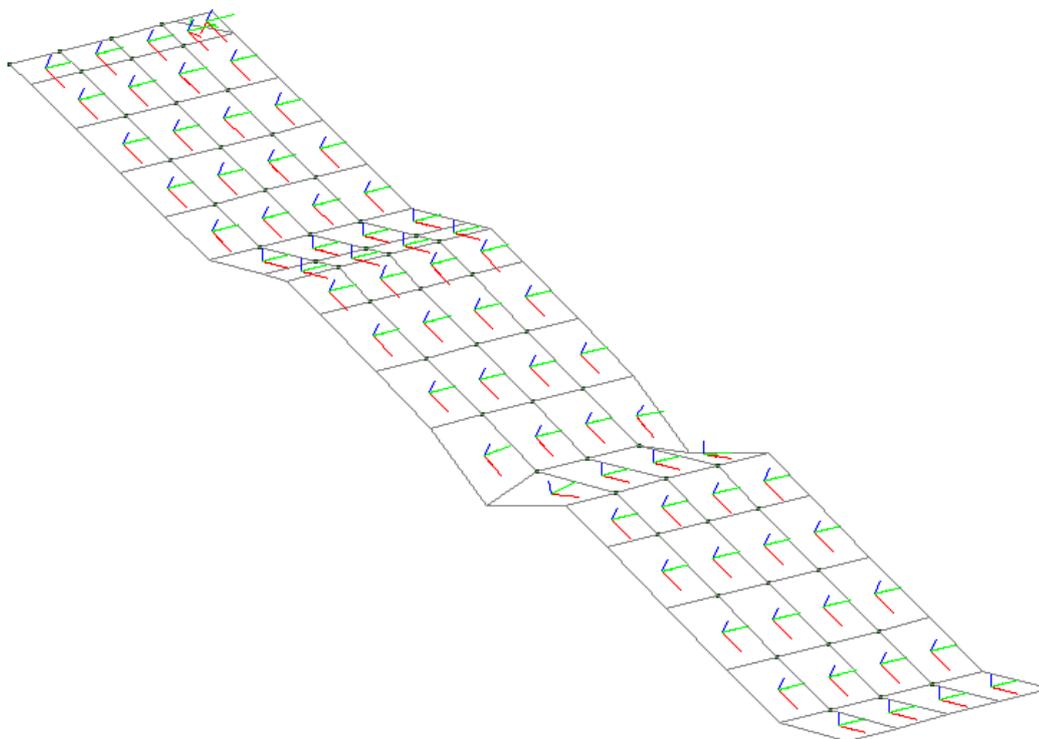
Tensioni acciaio comb. rare= 0.74 < 1.00 VERIFICATO



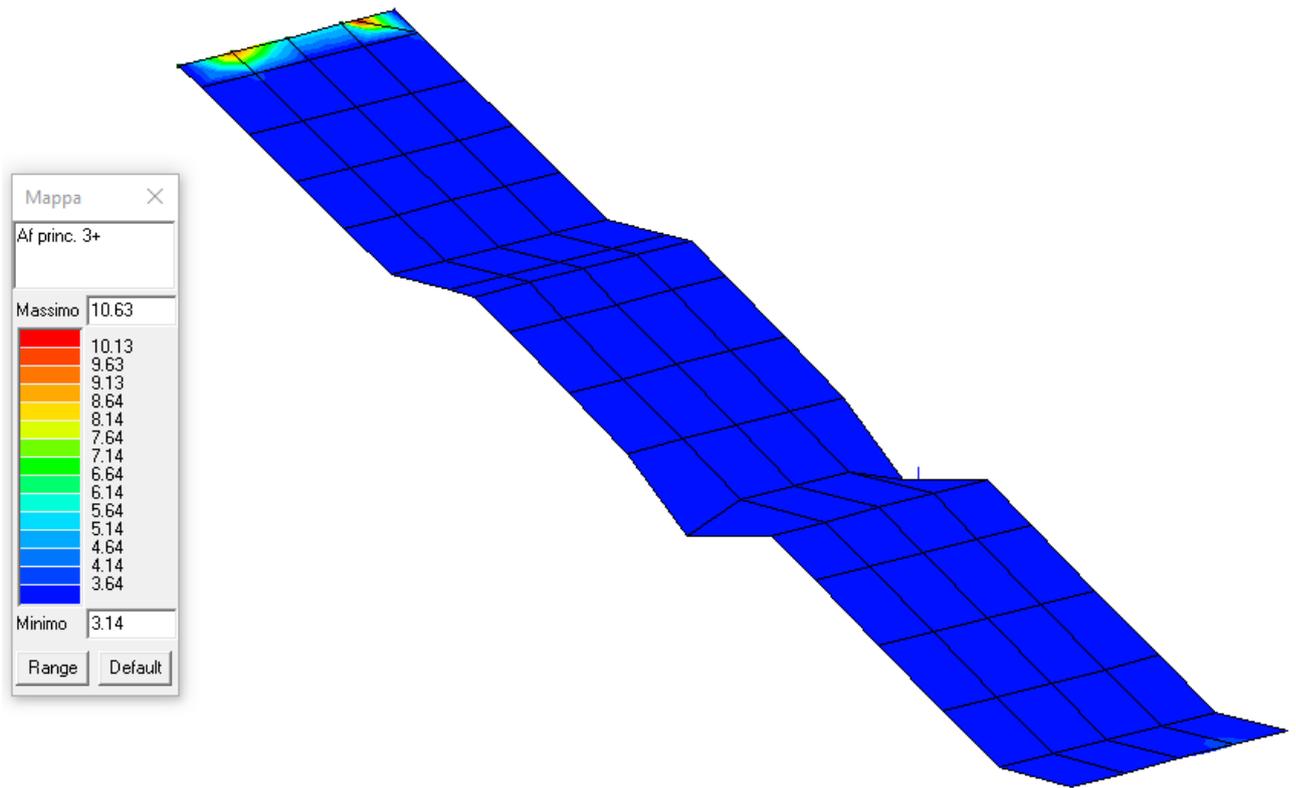
Ampiezza delle fessure in comb. frequenti= 0.21mm < 0.40mm VERIFICATO



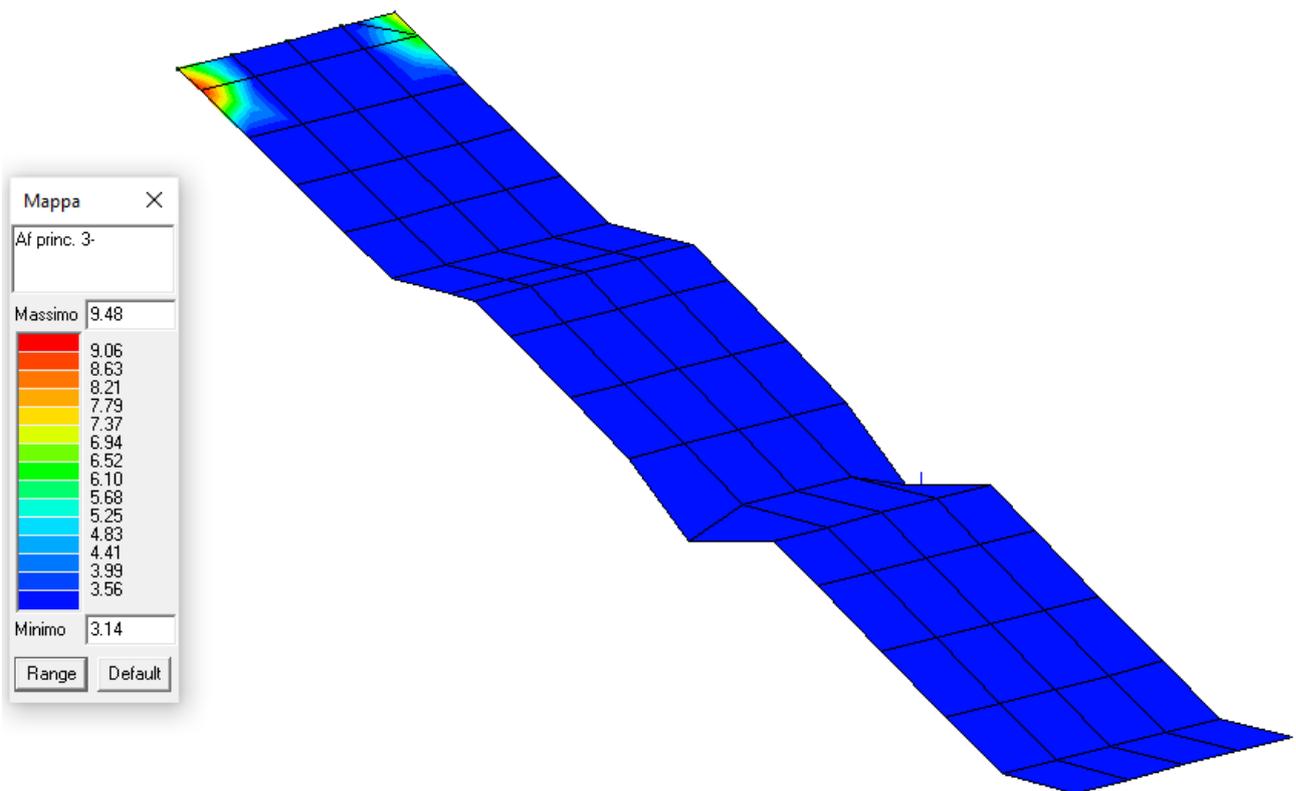
Ampiezza delle fessure in comb. quasi permanenti= 0.20mm < 0.30mm VERIFICATO



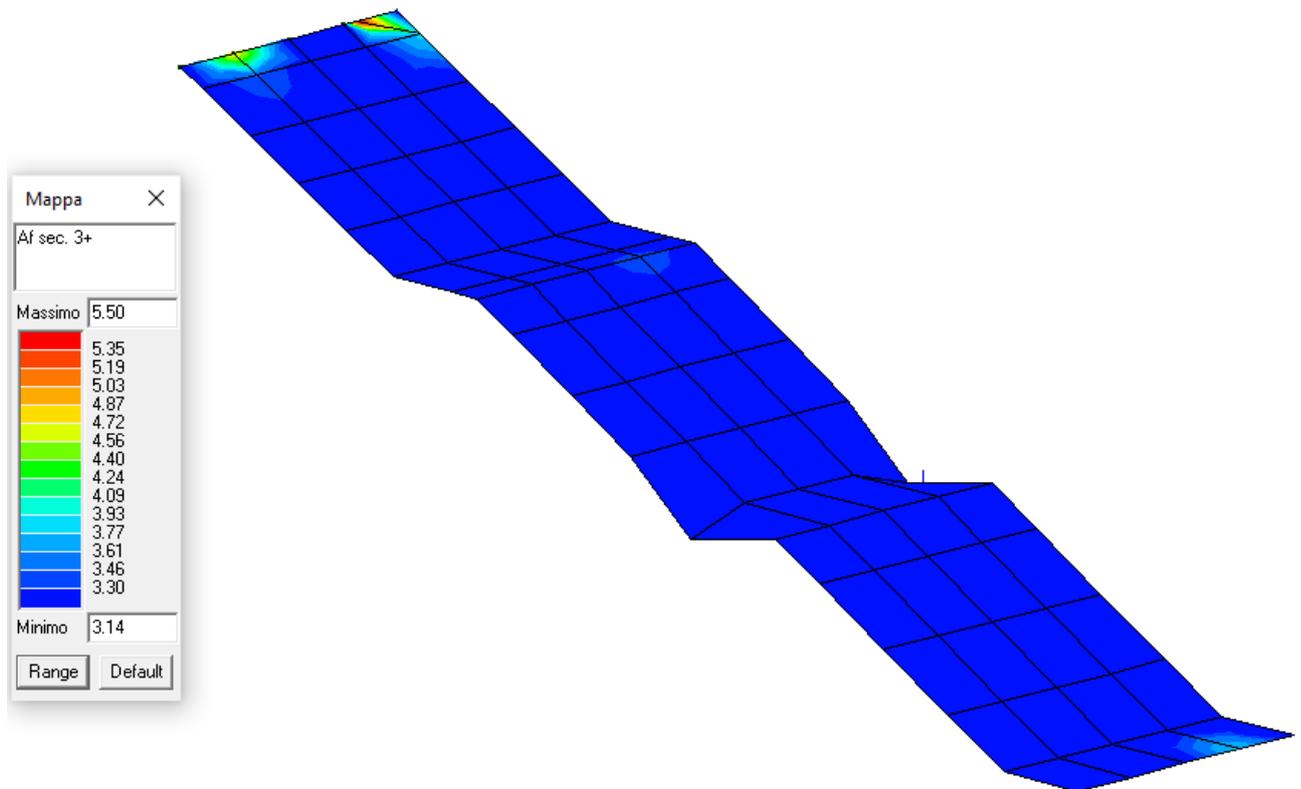
Direzione armature: in rosso armature principali – in verde armature secondarie



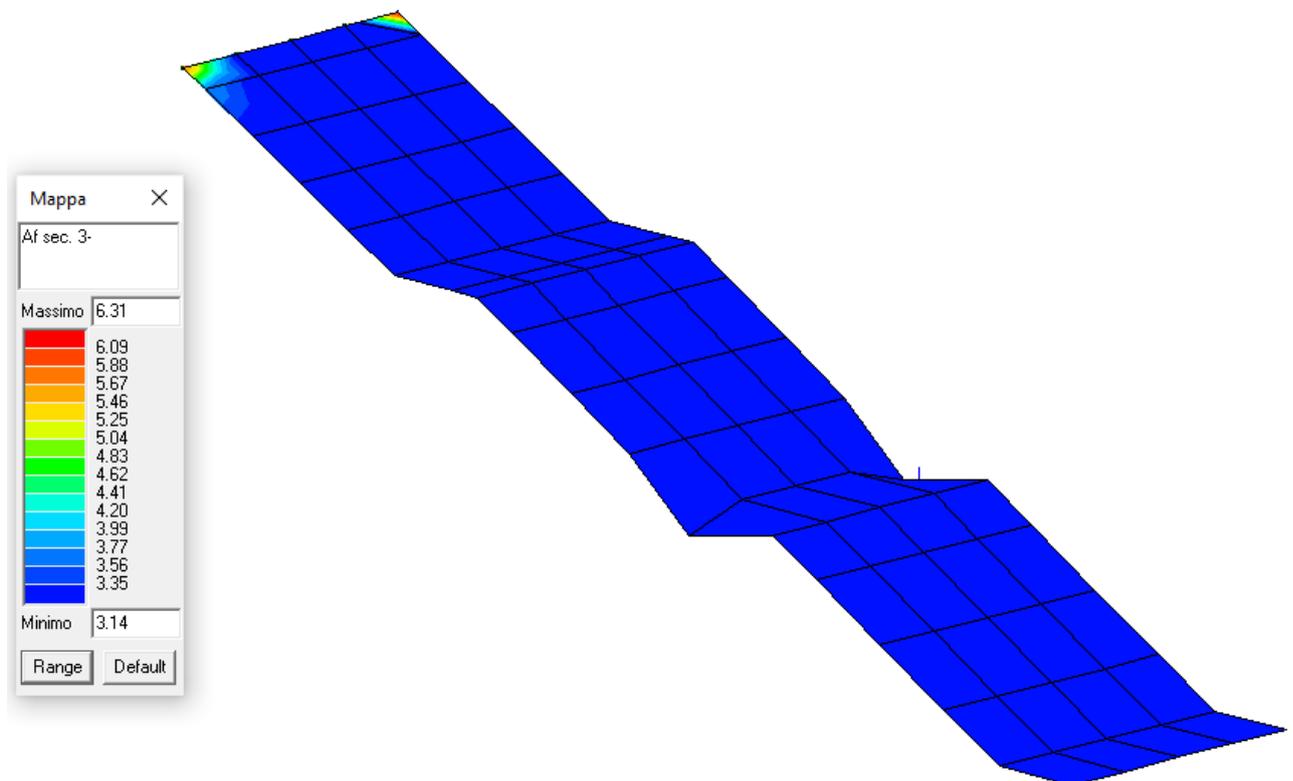
*Af princ. 3+ : armatura principale sul lato 3+ (superiore) dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)*



*Af princ. 3- : armatura principale sul lato 3- (inferiore) dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)*

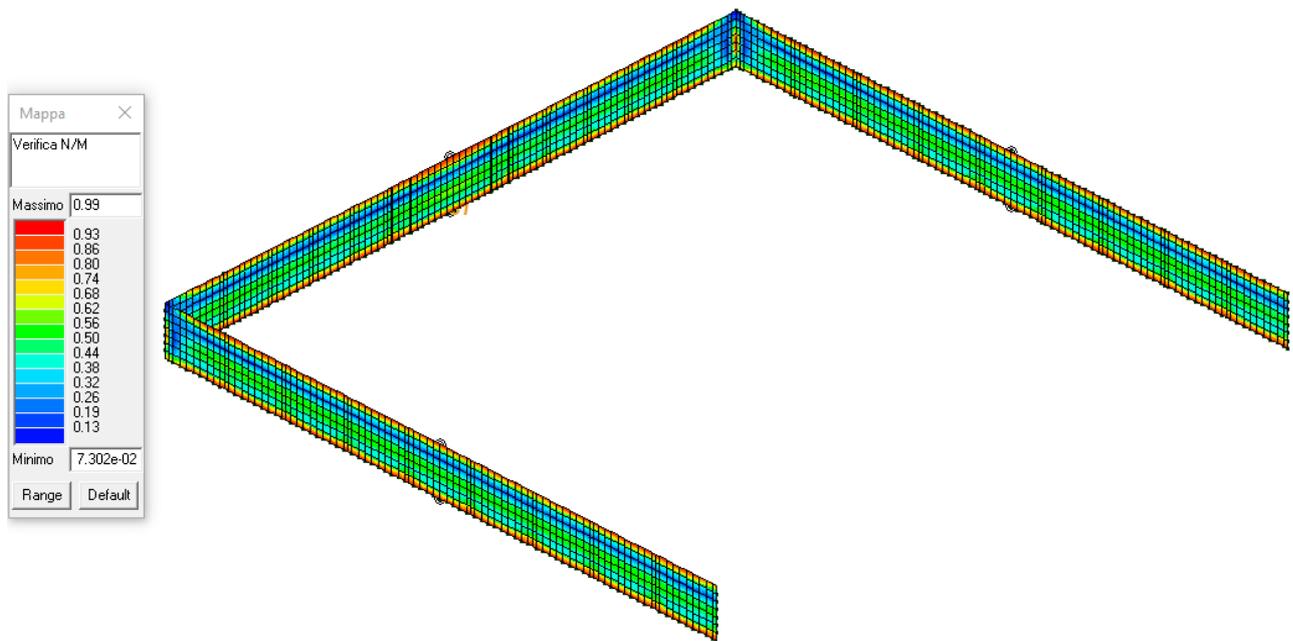


Af sec. 3+: armatura secondaria sul lato 3+ (superiore) dell'elemento

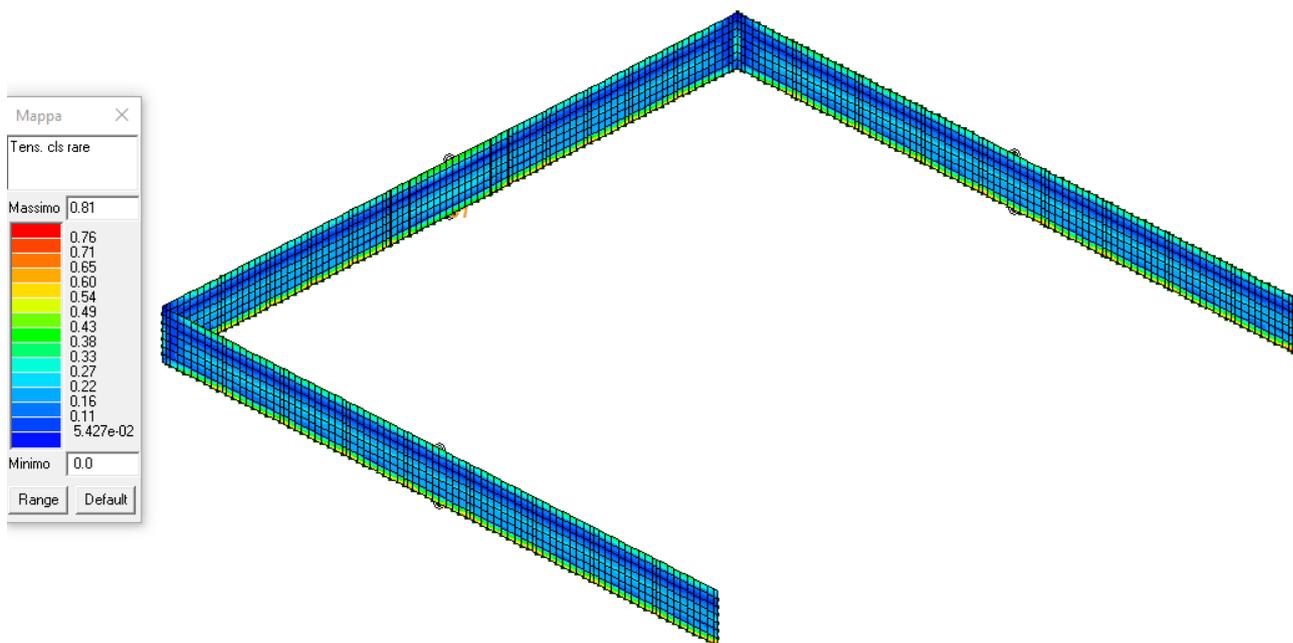


Af sec. 3-: armatura secondaria sul lato 3- (inferiore) dell'elemento

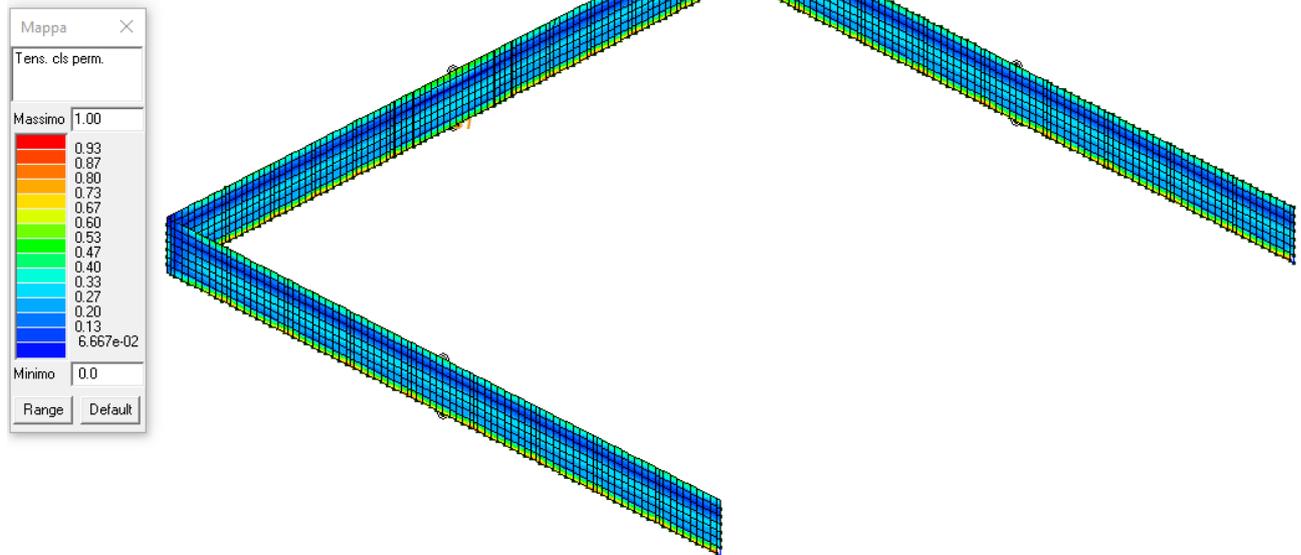
#### 4.5.7 Verifica muri controterra



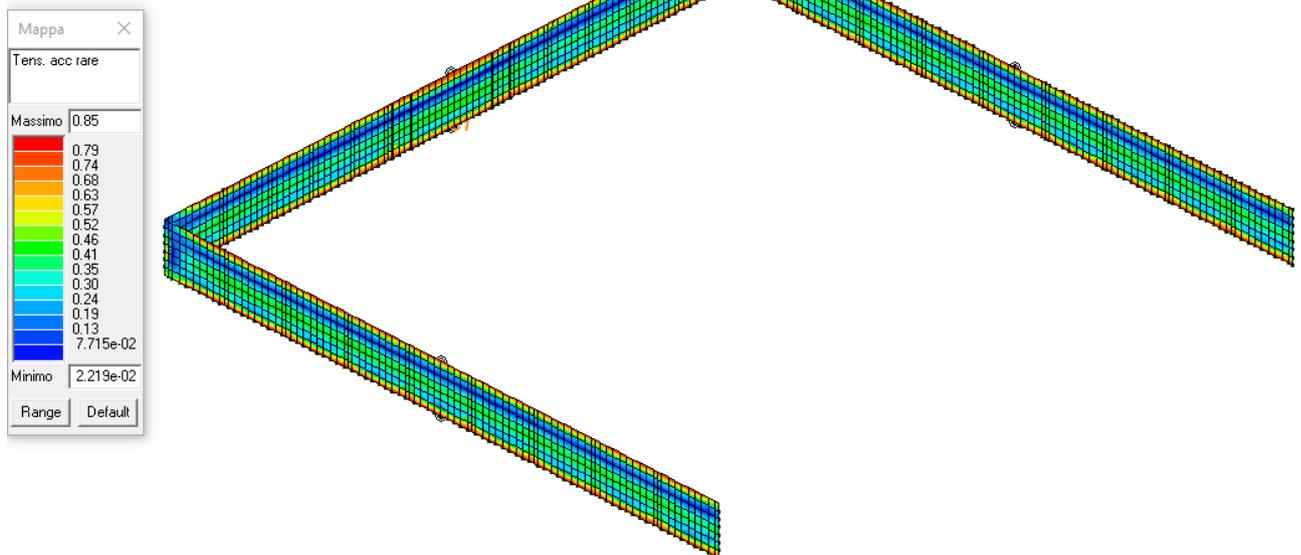
Verifica N/M (verifica a pressoflessione)= 0.99 < 1.00 VERIFICATO



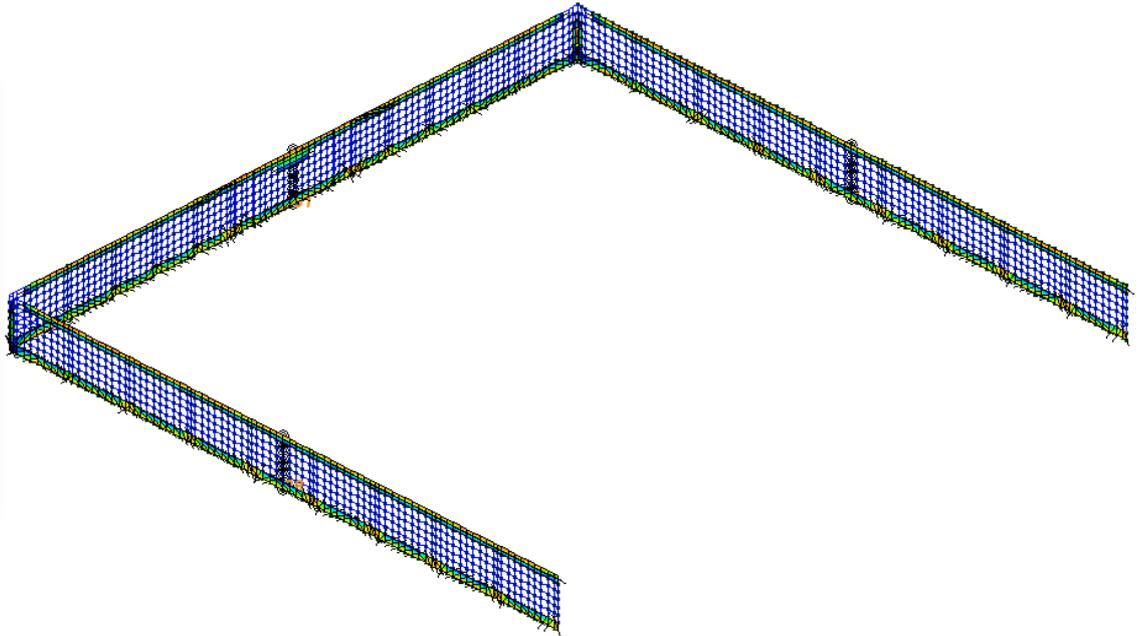
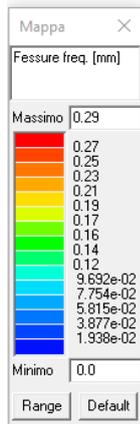
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. rare= 0.81 < 1.00 VERIFICATO



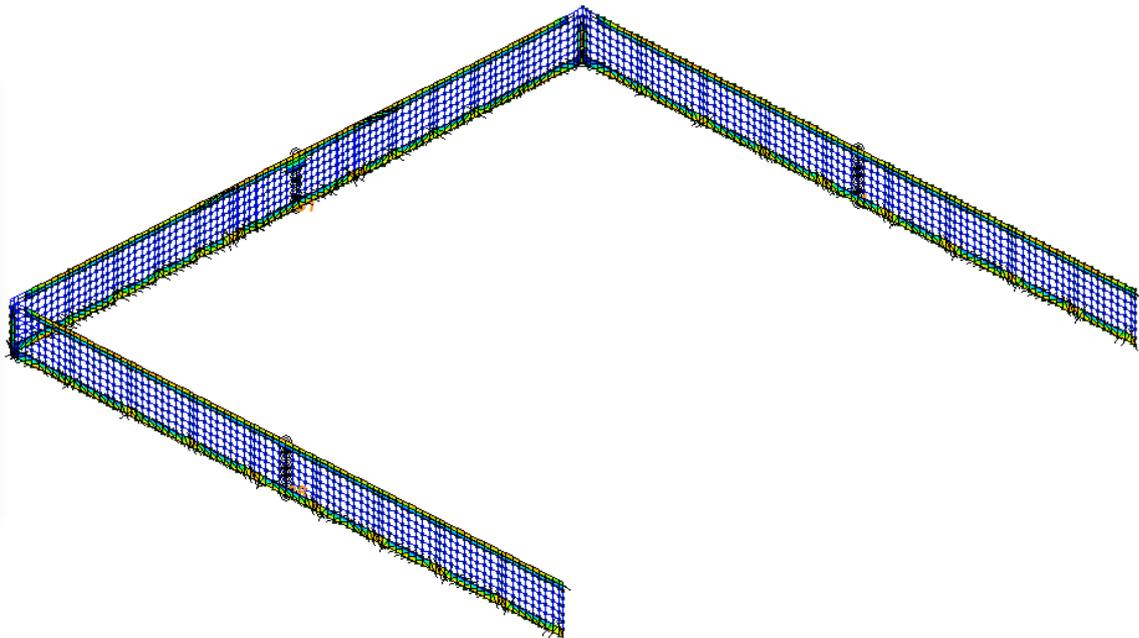
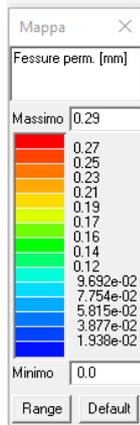
Verifica Tensioni calcestruzzo comb. quasi permanente=  $1.00 \leq 1.00$  VERIFICATO



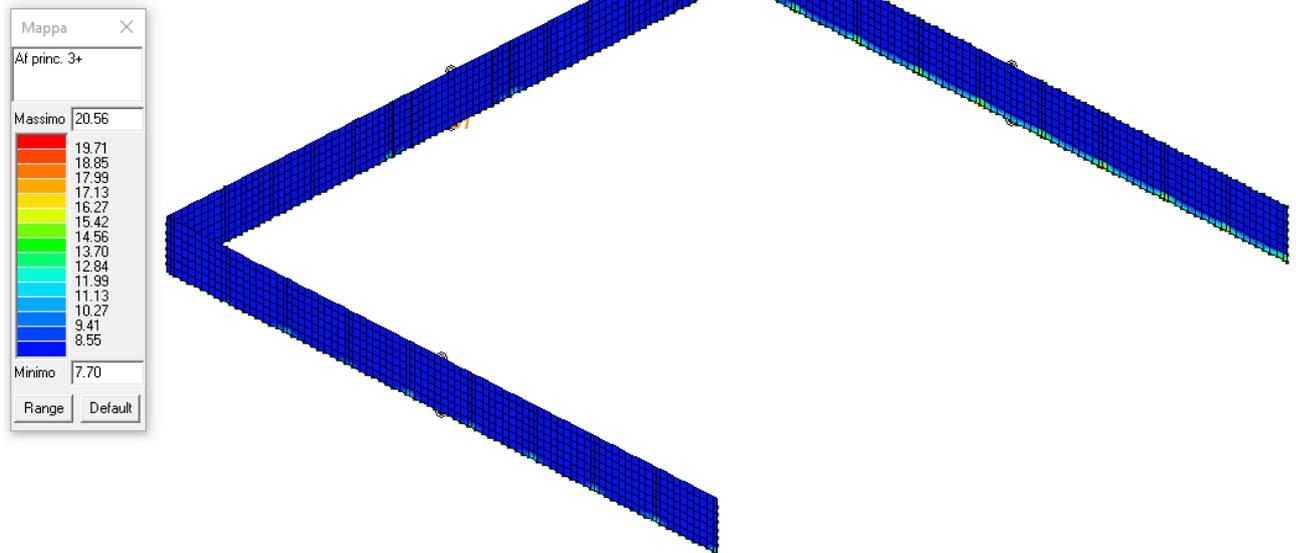
Tensioni acciaio comb. rare=  $0.85 < 1.00$  VERIFICATO



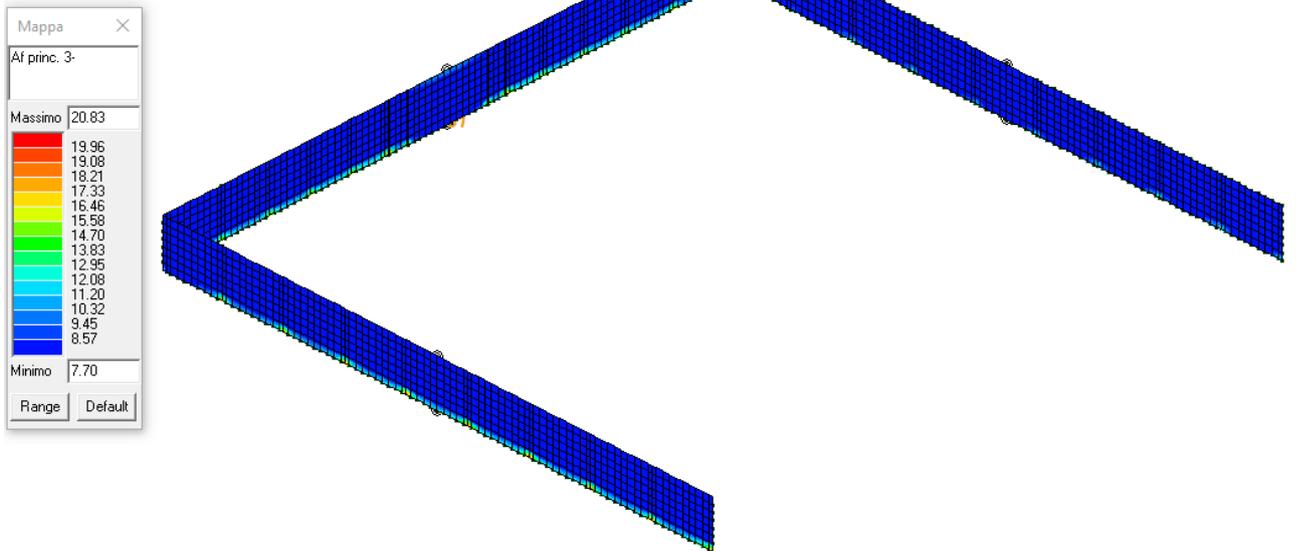
Ampiezza delle fessure in comb. frequenti= 0.29mm < 0.40mm VERIFICATO



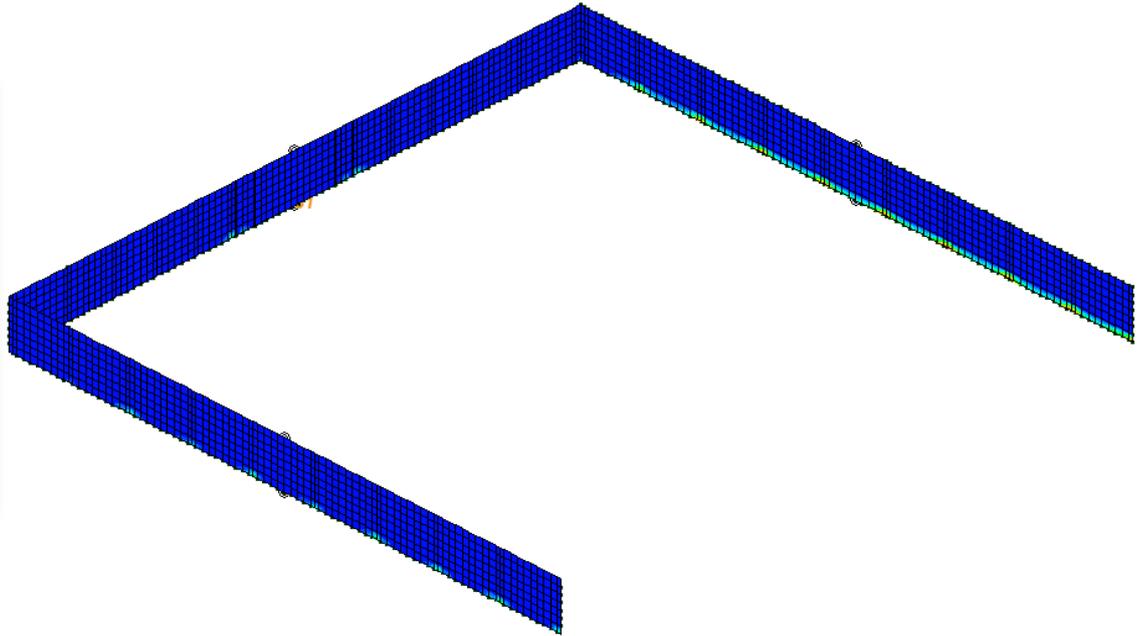
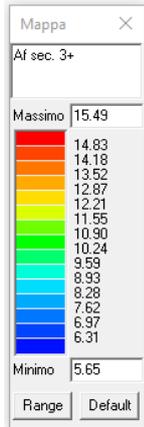
Ampiezza delle fessure in comb. quasi permanenti= 0.29mm < 0.30mm VERIFICATO



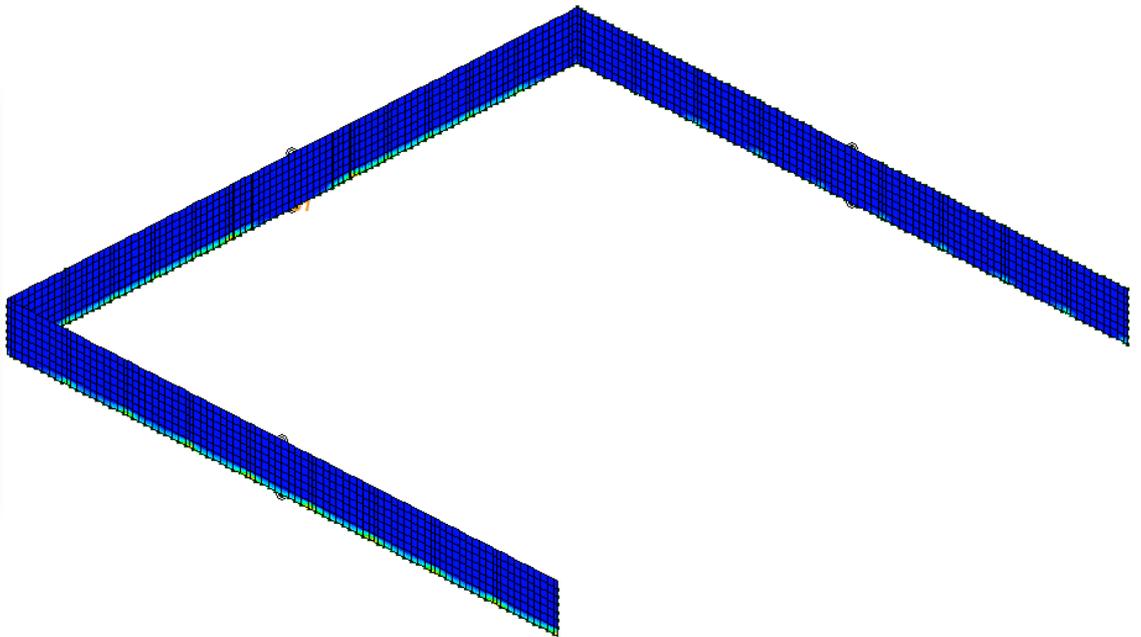
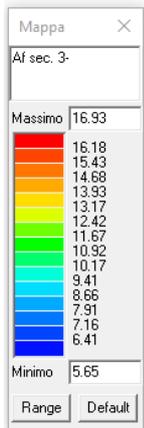
*Af princ. 3+* : armatura principale sul lato 3+ (verticale) dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)



*Af princ. 3-* : armatura principale sul lato 3- (verticale) dell'elemento (cm<sup>2</sup>/m)

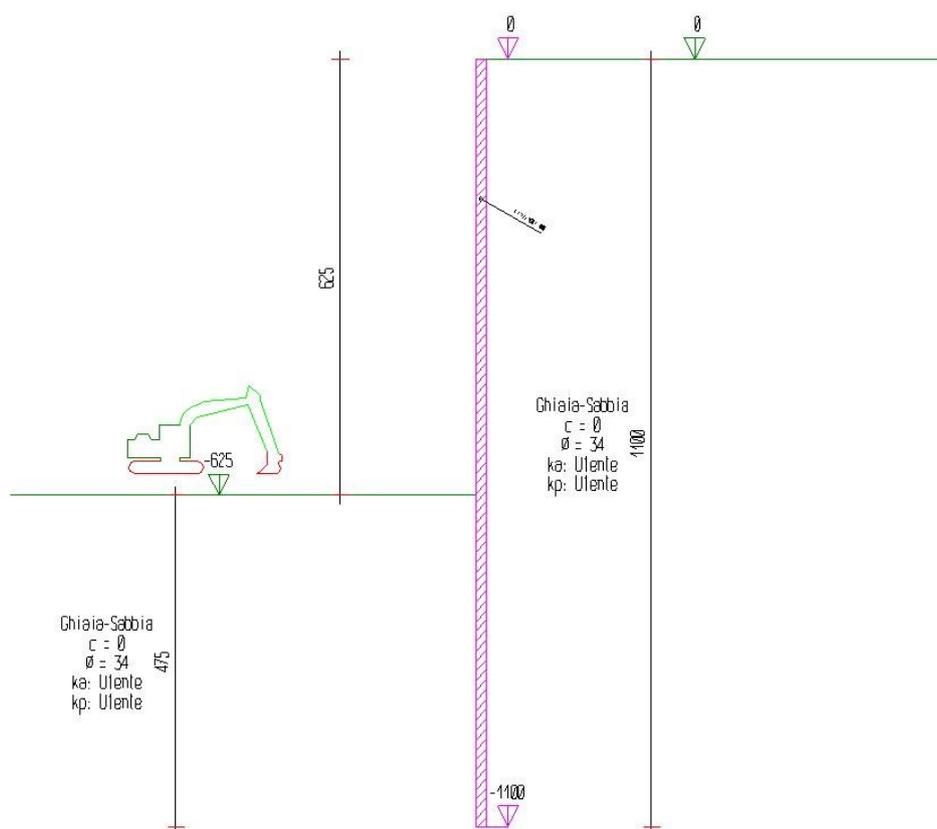


Af sec. 3+: armatura secondaria sul lato 3+ (orizzontale) dell'elemento



Af sec. 3-: armatura secondaria sul lato 3- (orizzontale) dell'elemento

## 4.6 Verifica berlinese in micropali



Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

### 4.6.1 Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 21" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.

Il programma "IS Paratie 21" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo

spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicita, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le caratteristiche di sollecitazione, derivanti dal calcolo, sono moltiplicate per 1.45 prima di procedere con le verifiche.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi:  $\gamma_{G1} = 1.3$ ,  $\gamma_{G2} = 1.5$ ,  $\gamma_{Qi} = 1.5$ .

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno:  $\gamma_{\phi} = 1.25$ ,  $\gamma_c = 1.25$ ,  $\gamma_{su} = 1.4$ ,  $\gamma_{\gamma} = 1$ .

Si applicano coefficienti di sicurezza ai limiti di spinta attiva e passiva. Il limite di spinta attiva e' moltiplicato per 1.35, il limite di spinta passiva e' diviso per 1.4.

Coefficienti per la resistenza a sfilamento dei tiranti.

Alla resistenza a sfilamento dei tiranti, si applicano i coefficienti di sicurezza suggeriti da Bustamante e Doix, Autori del metodo di calcolo analitico. Tirante attivo, permanente:  $\gamma_R = 2$ . Tirante attivo, temporaneo:  $\gamma_R = 1.8$ . Tirante passivo, permanente:  $\gamma_R = 2.2$ . Tirante passivo, temporaneo:  $\gamma_R = 2$ .

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm<sup>2</sup>; daN/cm; daN cm; daN/cm<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

**Profilati in acciaio:** Acciaio S355 (Fe 510) ( $f_d = 3380.95$ ).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

**4.6.2 Strati**

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1
Descrizione	Ghiaia-Sabbia
Quota iniziale [cm]	0
Grado di preconsolidazione (OCR)	1
Angolo d'attrito ( $\phi'$ ) [°]	34

Coesione efficace ( $c'$ ) [daN/cm <sup>2</sup> ]	0
Resistenza non drenata ( $s_u$ ) [daN/cm <sup>2</sup> ]	0.8
Permeabilità ( $m$ ) [cm/s]	0.001
Peso di unità di volume fuori falda ( $\gamma_d$ ) [daN/cm <sup>3</sup> ]	0.00186
Peso di unità di volume sotto falda ( $\gamma_t$ ) [daN/cm <sup>3</sup> ]	0.00215

#### 4.6.2.1 Spinta a riposo

##### STR\_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di  $k_{0,nc}$  è indicato direttamente dall'utente:  $k_{0,nc} = 0.44$ .

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di  $\alpha$  è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

#### 4.6.2.2 Pressione limite attiva e passiva

##### STR\_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h} \sigma'_v - c_a$$

Il valori di  $k_{a,h}$  e  $c_a$  sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h} \sigma'_v + c_p$$

Il valori di  $k_{p,h}$  e  $c_p$  sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

#### 4.6.2.3 Deformabilità

##### STR\_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di  $A_s$  e di  $B_s$  sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

#### 4.6.3 Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR\_1), alta 1100 cm.

La paratia PAR\_1 utilizza la sezione trasversale SEZ\_4.

##### 4.6.3.1 Sezioni

Segue la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_3	SEZ_4
Tipo	P_HEA240	TUBO CIRCOLARE
Descrizione	Sezione paratia	Tubo FI 159 sp10
Materiale	Acciaio	Acciaio
Modulo di Young [daN/cm <sup>2</sup> ]	2100000.	2100000.
Numero di sezioni per metro	1.	3.33
Area [cm <sup>2</sup> ]	77.06	46.84
Momento d'inerzia Z [cm <sup>4</sup> ]	7784.	1302.
Momento d'inerzia Y [cm <sup>4</sup> ]	2769.	1302.

#### 4.6.3.2 Tiranti

Segue la descrizione dei tiranti impiegati nel modello.

	TIR_1_1
Quota di applicazione [cm]	-200
Angolo di inclinazione [°]	30
Lunghezza libera [cm]	700
Lunghezza sigillatura [cm]	800
Diametro nominale dei trefoli [cm]	1.34
Numero di trefoli	3
Area resistente [cm <sup>2</sup> ]	4.2
Modulo elastico [daN/cm <sup>2</sup> ]	1950000
Tensione massima [daN/cm <sup>2</sup> ]	18600
Tensione ammissibile [daN/cm <sup>2</sup> ]	11160
Tensione iniziale [daN/cm <sup>2</sup> ]	2380.95
Numero al metro	0.3333
Step di attivazione	3
Step di rimozione	-

Segue la tabella di tesatura dei tiranti impiegati nel modello.

	TIR_1_1
Step di inserimento	3
Tiro iniziale [daN]	10000
Tiro massimo ammesso [daN]	46872

#### 4.6.3.3 Peso proprio

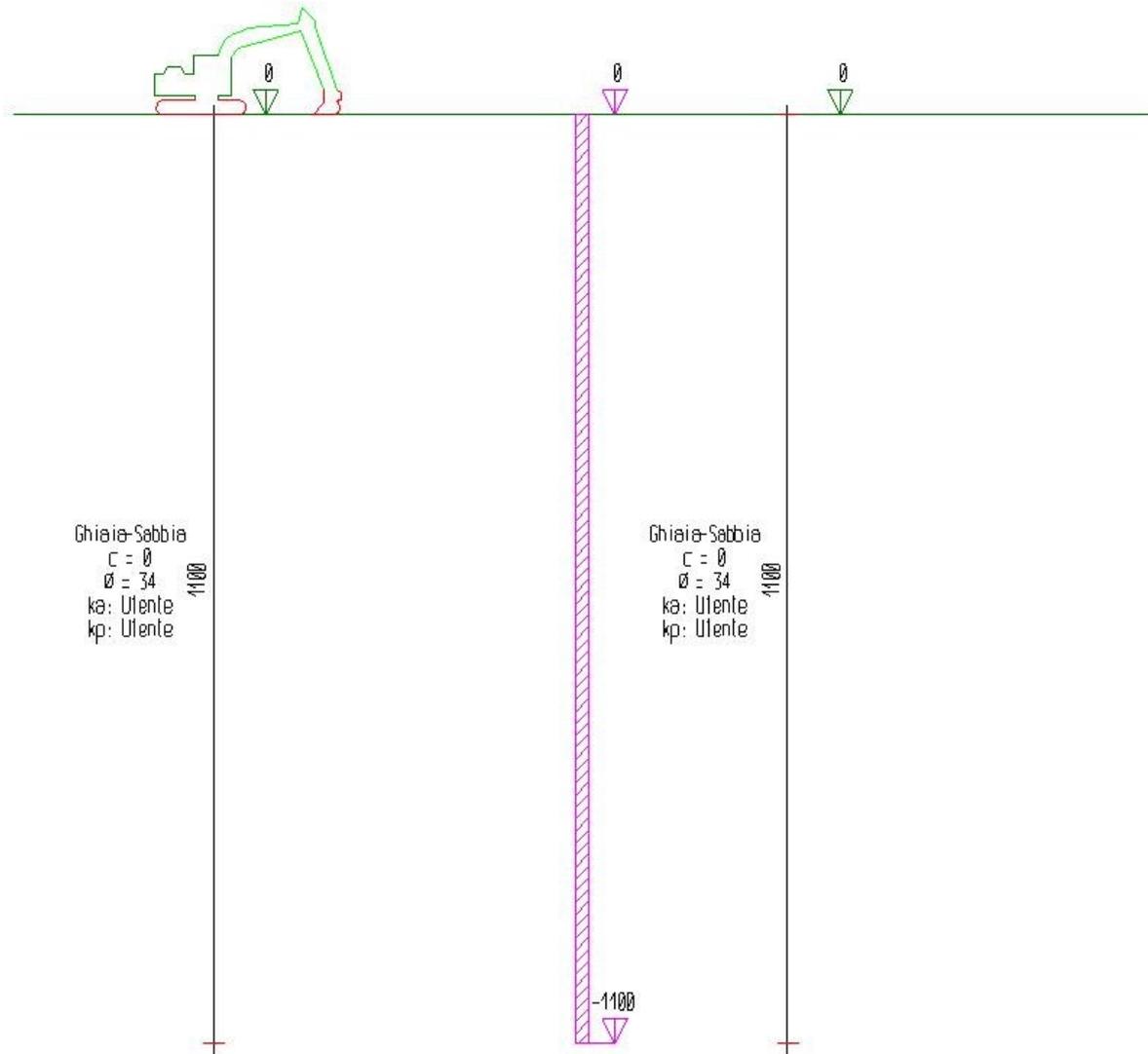
Alla paratia PAR\_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

#### 4.6.4 Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

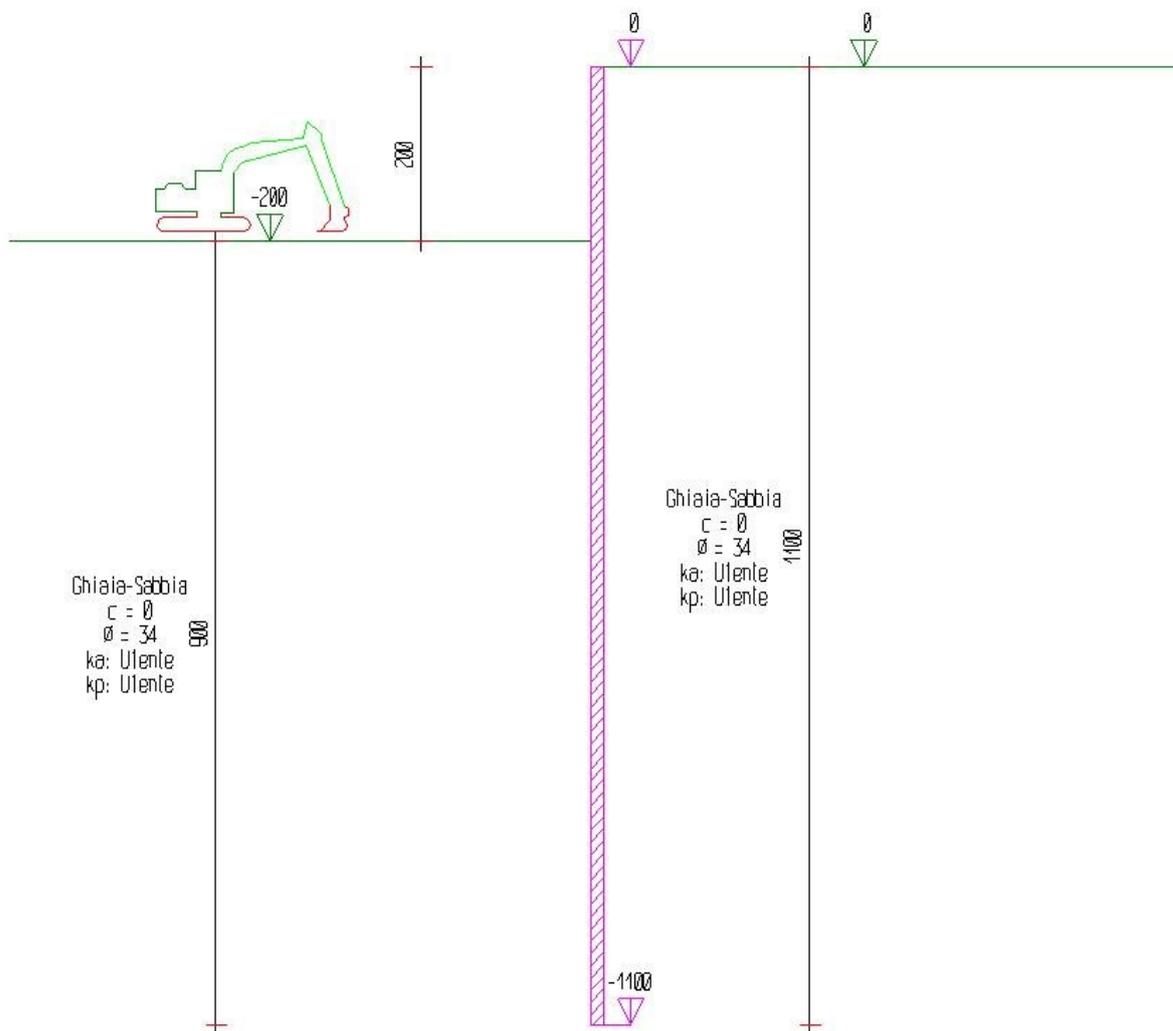
In questo step non vengono effettuate modifiche al modello.



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

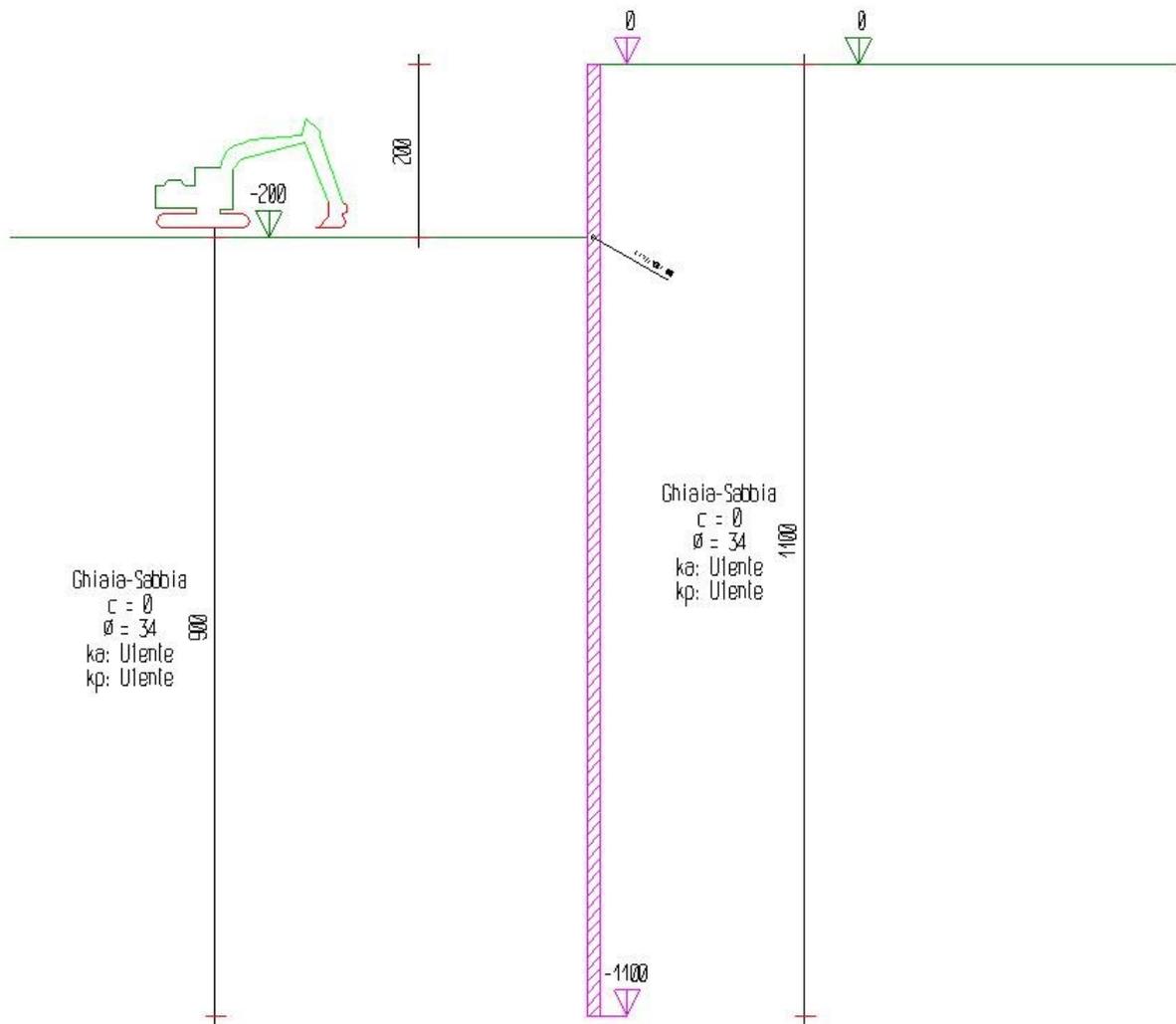
Scavo portato a quota: -200



Step 3

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento tirante: TIR\_1\_1



Step 4

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Scavo portato a quota: -625

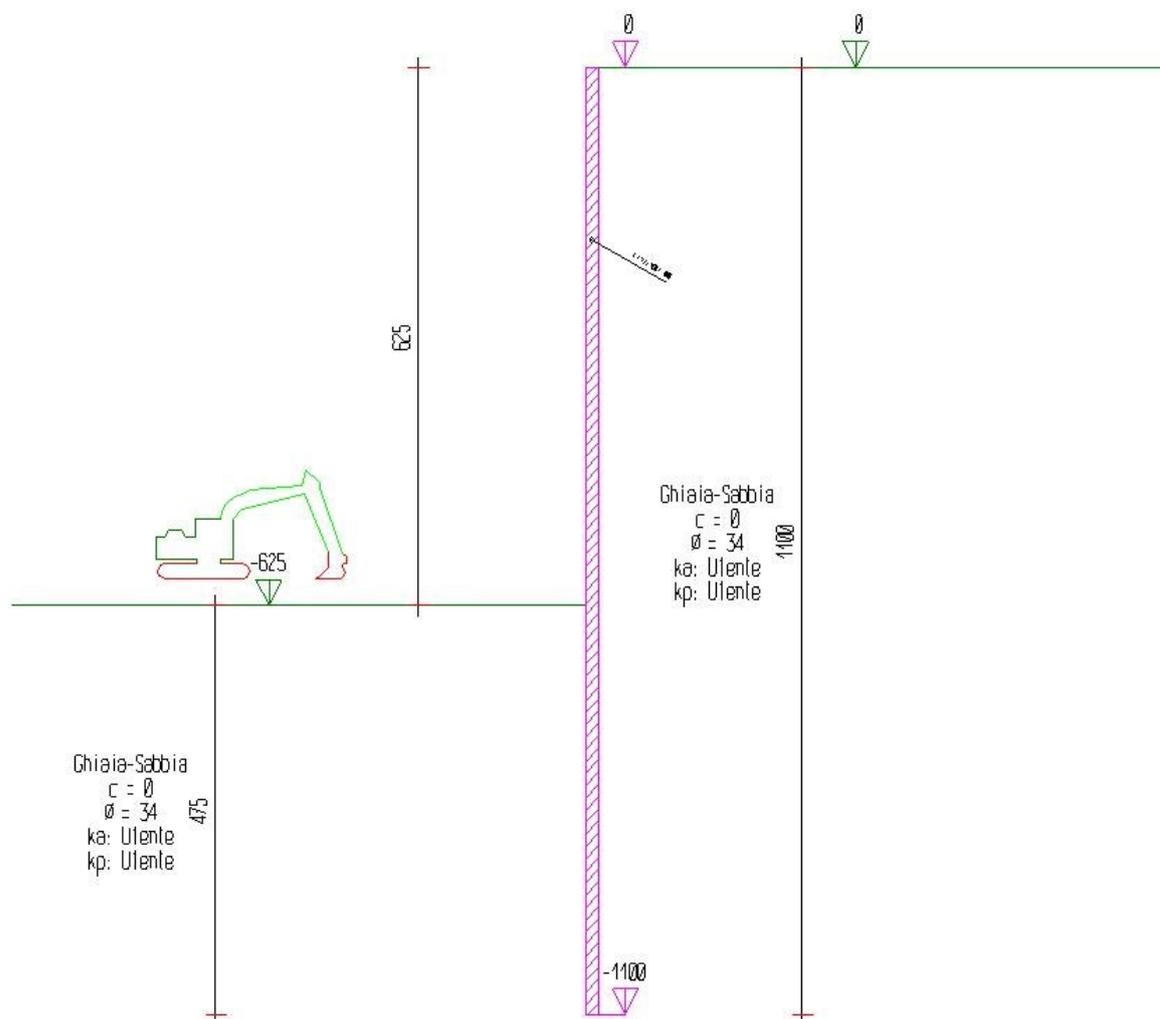


Tabella riassuntiva

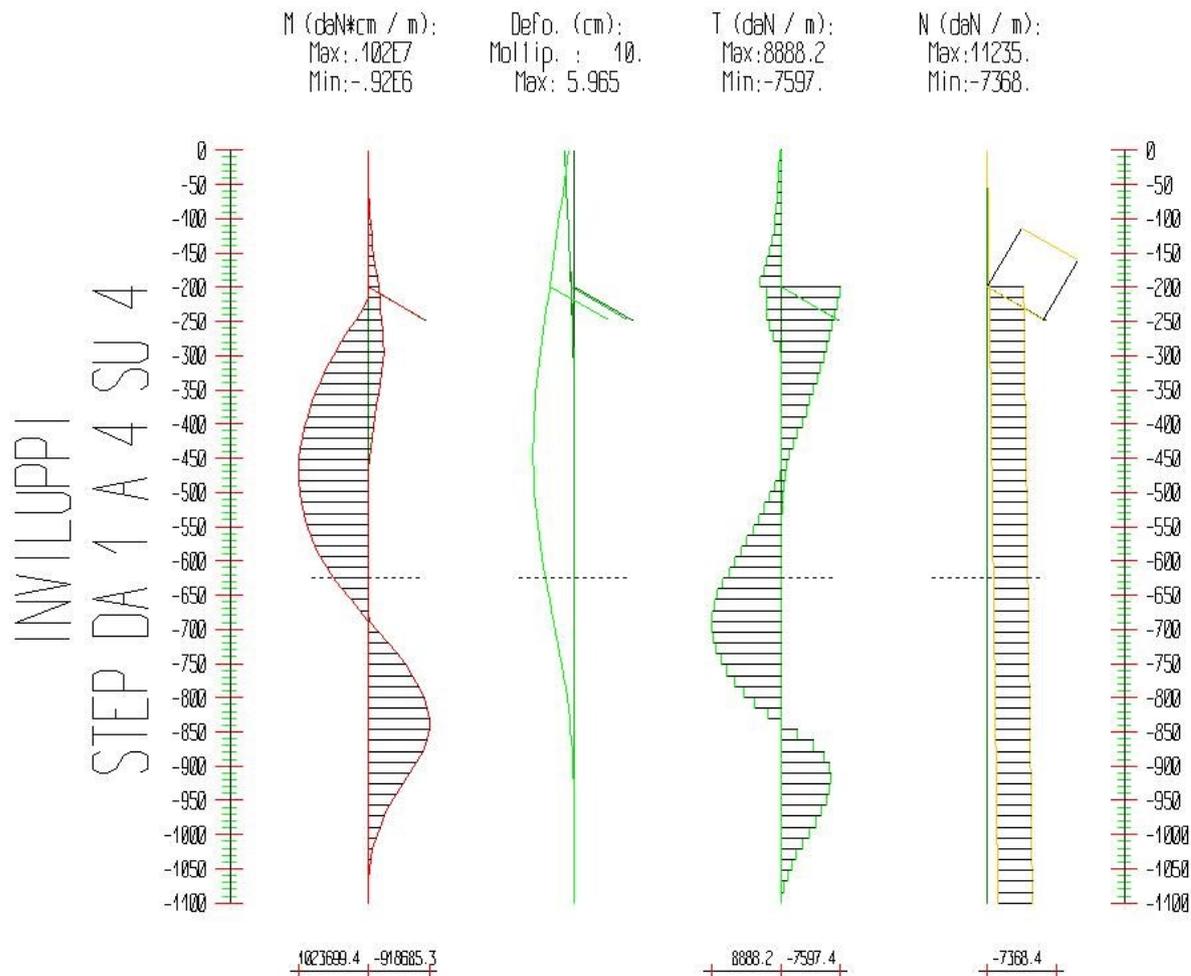
La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati		Tiranti
1	0	STR_1	STR_1	
2	-200	STR_1	STR_1	
3	-200	STR_1	STR_1	TIR_1_1
4	-625	STR_1	STR_1	TIR_1_1

4.6.5 Risultati

4.6.5.1 Inviluppo delle sollecitazioni

Il calcolo è stato eseguito considerando i “4 Step”. Di seguito l'involuppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.

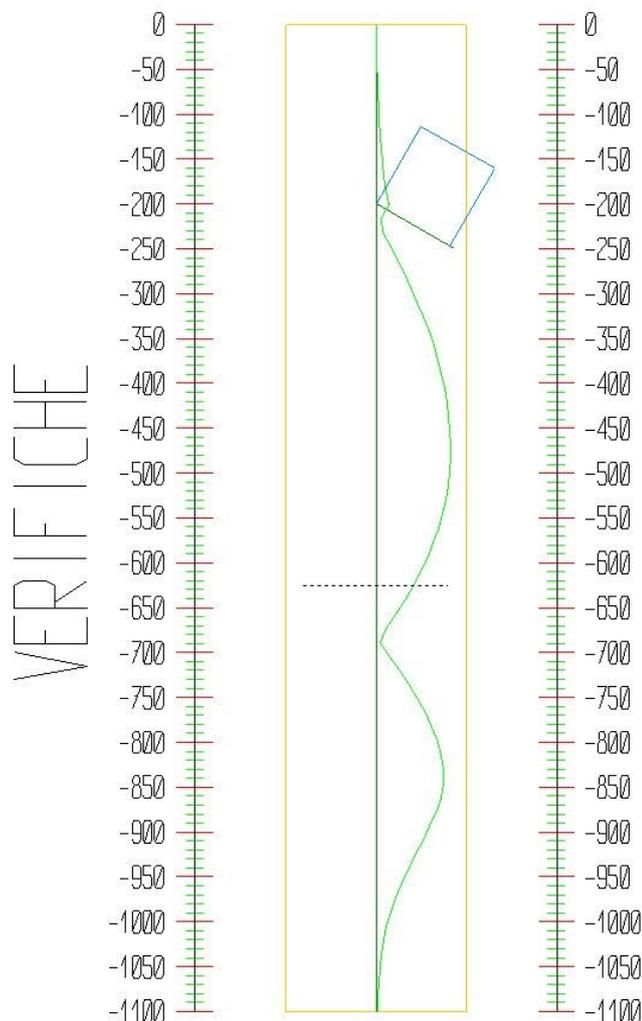


#### 4.6.5.2 Verifiche delle sezioni

Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo moltiplicati per un coefficiente pari a 1.45. Nel caso dei tiranti, la sollecitazione di trazione semplice è moltiplicata per un coefficiente pari a 1.

Nello Step 4 si hanno i seguenti valori di tensione:

Acciaio (daN/cm<sup>2</sup>):  
Max: -2781. (3381.)



#### 4.6.5.3 Storia di carico dei tiranti

Segue la tabella del tiro massimo in ogni step per i tiranti definiti.

	TIR_1_1 (46872[daN])
Step 1	-
Step 2	-
Step 3	10000
Step 4	33708

#### 4.6.5.4 Verifica dell'ancoraggio dei tiranti

La verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio viene eseguita secondo il metodo proposto e discusso da Bustamante e Doix (1985), per il quale si adotta l'espressione:

$$T_L = \pi D_s L_s q_s$$

dove  $T_L$  è la trazione limite del tirante o del micropalo isolato,  $D_s$  è il diametro medio del bulbo della sigillatura,  $L_s$  è la lunghezza del tratto sigillato, e  $q_s$  è l'attrito laterale unitario limite lungo la superficie laterale del bulbo.

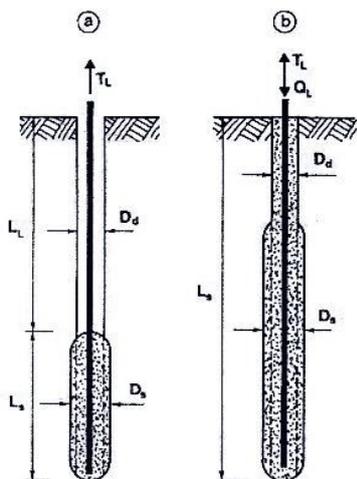
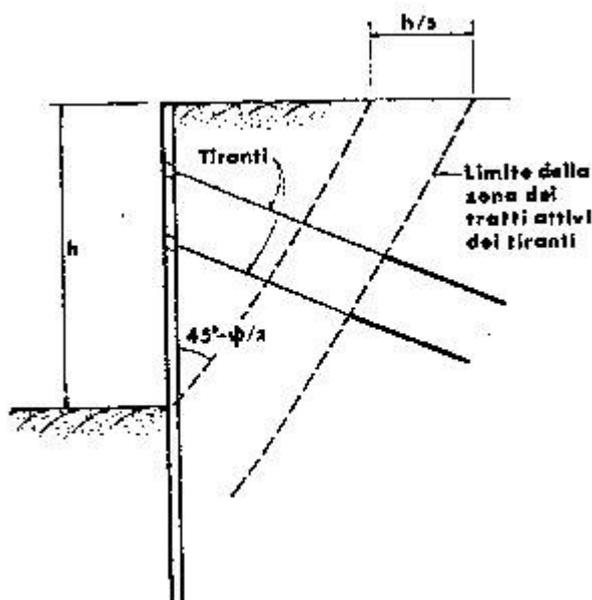


Fig.35 Rappresentazione schematica di un tirante (a) e di un micropalo (b)

Il valore del diametro del bulbo di ancoraggio  $D_s$  viene valutato in funzione del diametro di perforazione  $D_d$  e della natura del terreno, con la relazione  $D_s = \alpha D_d$ , in cui il coefficiente di maggiorazione dipende dal metodo di iniezione (IRS o IGU) oltre che dalla natura del terreno, e viene quantificato per mezzo di apposite tabelle. Le stesse forniscono anche il quantitativo minimo di malta  $V_i$  che è consigliato immettere nel tratto  $L_s$ . Il valore di  $q_s$  dipende dal metodo di iniezione (IRS o IGU) e dalla natura del terreno, e viene quantificato con appositi abaci. La verifica viene effettuata considerando un fattore di sicurezza  $\eta$  che dipende dalla tipologia strutturale (tirante o micropalo) e dalla durata di utilizzo (provvisorio o permanente).

La lunghezza libera di un tirante deve essere sufficiente per garantire che il volume di suolo raccolto nell'intorno dell'elemento e ad esso strettamente associato nel tratto della sigillatura non corra alcun rischio di rottura d'insieme.



In quest'ottica si valuterà che tale lunghezza sia sufficiente a portare le fondazioni oltre il cuneo di spinta, con un ulteriore franco di sicurezza pari ad un terzo dell'altezza di scavo.

Segue la descrizione dei dati relativi all'ancoraggio.

	SVA_1
Suolo	Sabbia media
Iniezione	IGU
Tipologia	Tirante
Durata	Provvisorio
$\eta$	1.8
$D_d$ [cm]	15
$\alpha$	1.2
$N_{SPT}$	40
usa $l_{eff}$	no
$\varphi$ $l_{lib}$	30
sisma $l_{lib}$	no

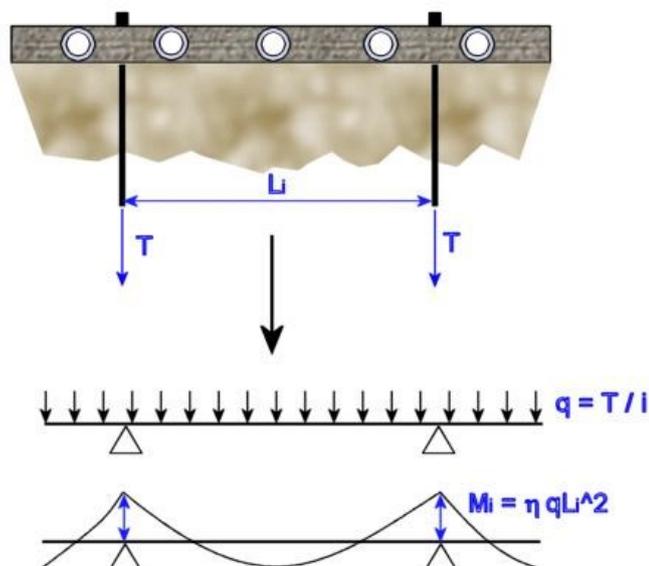
Segue la verifica della lunghezza sigillata e della lunghezza libera per i tiranti definiti.

	TIR_1_1
Tiro max. [daN]	33707.8
Step	STEP_4
Dati	SVA_1
$D_s$	18
$q_s$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	2.067
$V_{i,min}$ [cm <sup>3</sup> ]	110060
$L_{sig}$ [cm]	800
$L_{sig,min}$ [cm]	519
$\eta_{eff}$	2.8
$L_{sig} > L_{sig,min}$ ?	Si

	TIR_1_1
Dati	SVA_1
$L_{lib}$ [cm]	700
$L_{lib,min}$ [cm] (STEP_3)	57.7
$L_{lib} > L_{lib,min}$ ? (STEP_3)	Si
$L_{lib,min}$ [cm] (STEP_4)	392.9
$L_{lib} > L_{lib,min}$ ? (STEP_4)	Si

#### 4.6.5.5 Verifica delle travi di collegamento

La verifica delle travi di collegamento fra i tiranti viene eseguita con il modello di trave continua sollecitata da un carico uniformemente distribuito. Gli appoggi intermedi sono posti ad una distanza pari all'interasse fra i tiranti, e l'entità del carico distribuito viene valutata come rapporto fra il tiro massimo e tale distanza. Si utilizza per la verifica la sola componente orizzontale del tiro, mentre quella verticale si assume sia sopportata dalla paratia.



Il valore del momento di verifica viene valutato con la formula  $M_i = \eta q L_i^2$ , in cui  $\eta$  assume il valore di 1/12. Segue la verifica per i tiranti definiti.

	TIR_1_1
Sezione	SEZ_3
N° sez. accoppiate	1
Tiro max. [daN]	29191.8
Step	STEP_4
Interasse $L_i$ [cm]	300
Carico distribuito $q$ [daN/cm]	97.3
Momento $M_i$ [daN cm]	729868.97
Tens. max. [daN/cm <sup>2</sup> ]	1563.56
Defo. max. [%]	0.07
Verifica	Si

## 5 Balconata esterna

È prevista la demolizione e ricostruzione della balconata esterna a seguito di esigenze:

- funzionali, legate alla realizzazione di un accesso lato parco ai locali della biblioteca;
- sicurezza, per adeguarla alle mutate esigenze delle vie di esodo.

La nuova struttura è prevista in carpenteria metallica, con mensole ubicate in corrispondenza dei pilastri dell'anello esterno, in prosecuzione delle travi interne, così da trasferire l'effetto di momento flettente dello sbalzo in corrispondenza del nodo, dotato di un "contrasto" interno per la presenza del trave, e da contenere l'effetto torcente sulla trave di bordo (effetto calcolato dal Nervi per uno sbalzo con luce di 2,10m, realizzato poi di 3,00m) che la modifica attuale andrebbe ad aggravare con conseguente necessità di rinforzi estremamente invasivi.

Le mensole sono previste fissate alla struttura con dei collari metallici e staffaggi passanti in modo da sfruttare la geometria del nodo. Sono costituite da una sezione ad altezza variabile ottenuta a partire da un profilo HEA500, con un minimo all'estremità della mensola di 220mm. La piattabanda inferiore viene saldata all'anima del profilo dopo il taglio. Trasversalmente sono collegate da profili IPE220 bullonati alle mensole. Superiormente è posata una lamiera grecata trasversalmente agli IPE, con getto di completamento in calcestruzzo alleggerito LC25/28 D1.8. Al di sopra vengono posati la guaina impermeabile, un massetto

integrativo/protettivo con finitura in calcestruzzo con stesa di polvere di quarzo. L'intradosso è previsto finito con faldaleria metallica di chiusura a formare una superficie di intradosso uniforme.

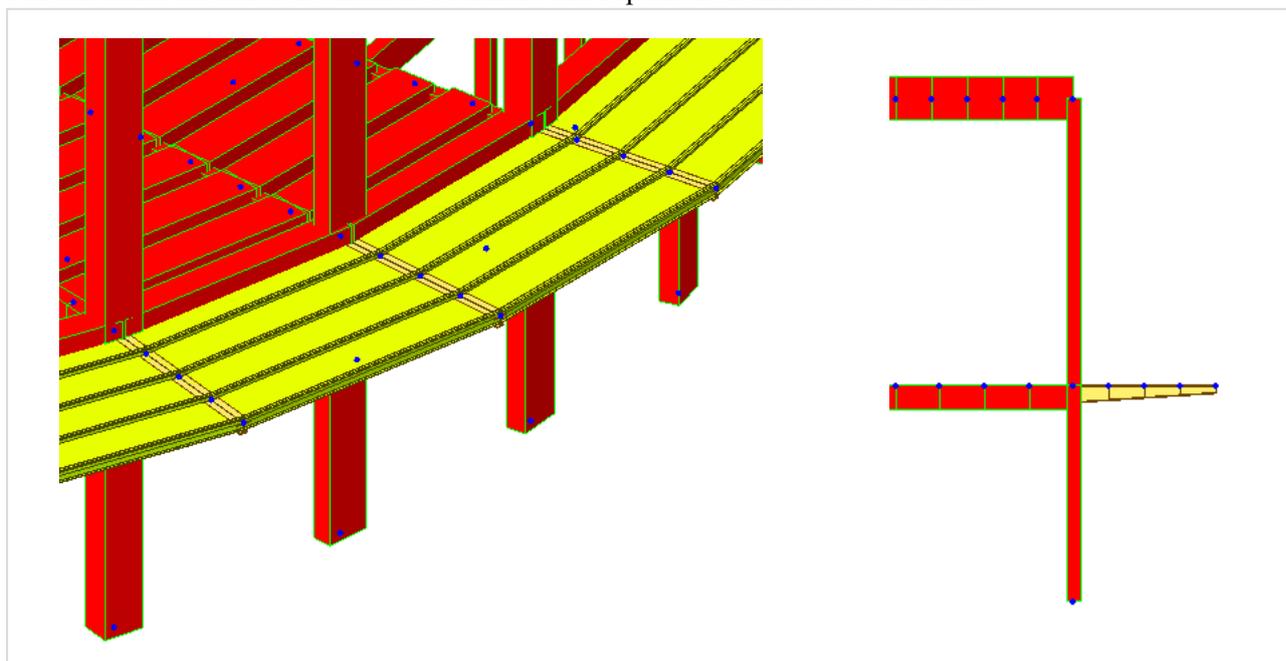


Figura 1 - Schema FEM nuova balconata esterna

### 5.1 Analisi dei carichi

Peso profili IPE	$g_1 = 0.257 \text{ kN/m}$
Peso mensole	$g_1 = 1.21 \text{ kN/m}$
Peso proprio grecata	$g_1 = (5.5+5.5/2)*19 = 1.57 \text{ kN/m}^2$
Pavimento, guaina, carter	$g_2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$
Carico di esercizio	$q = 4.00 \text{ kN/m}^2$

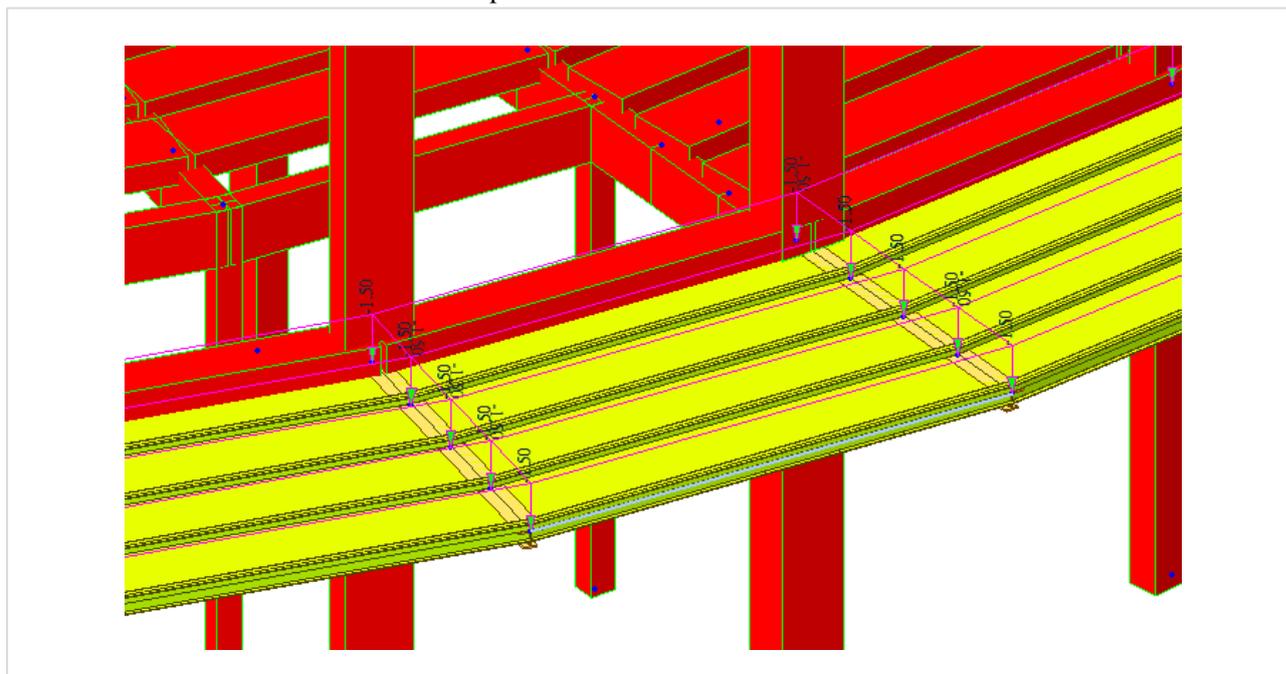


Figura 2 - Schema applicazione carichi  $g_2$

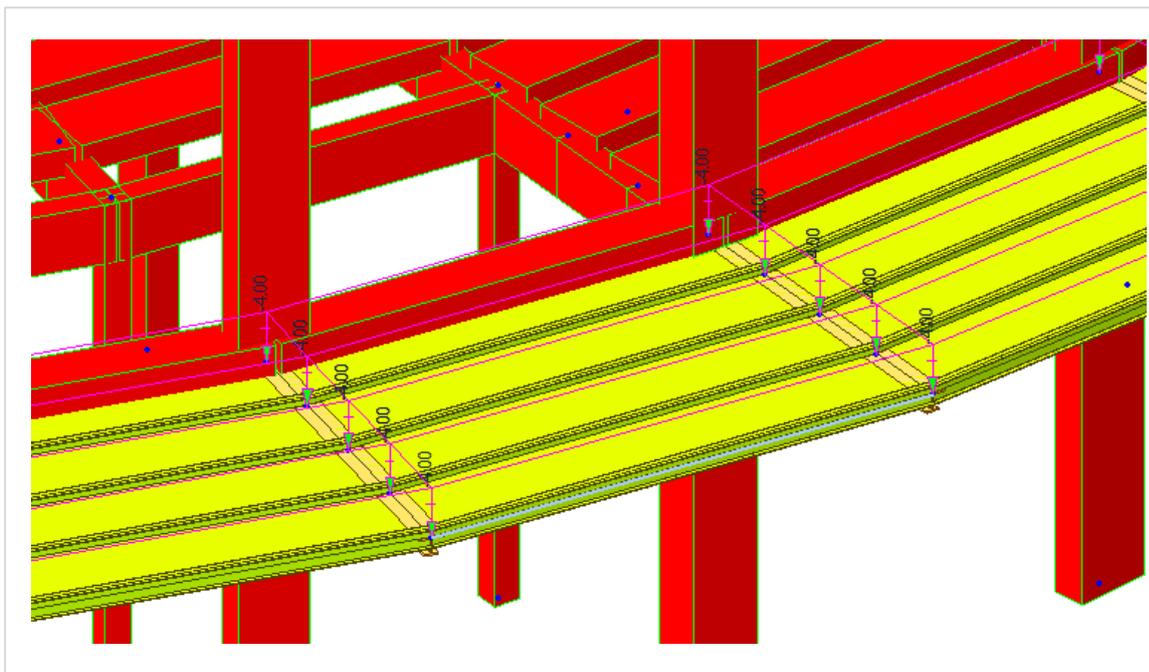


Figura 3 - Schema applicazione carichi q

## 5.2 Sollecitazioni e verifiche

Nei diagrammi seguenti sono riportati i principali schemi di sollecitazione.

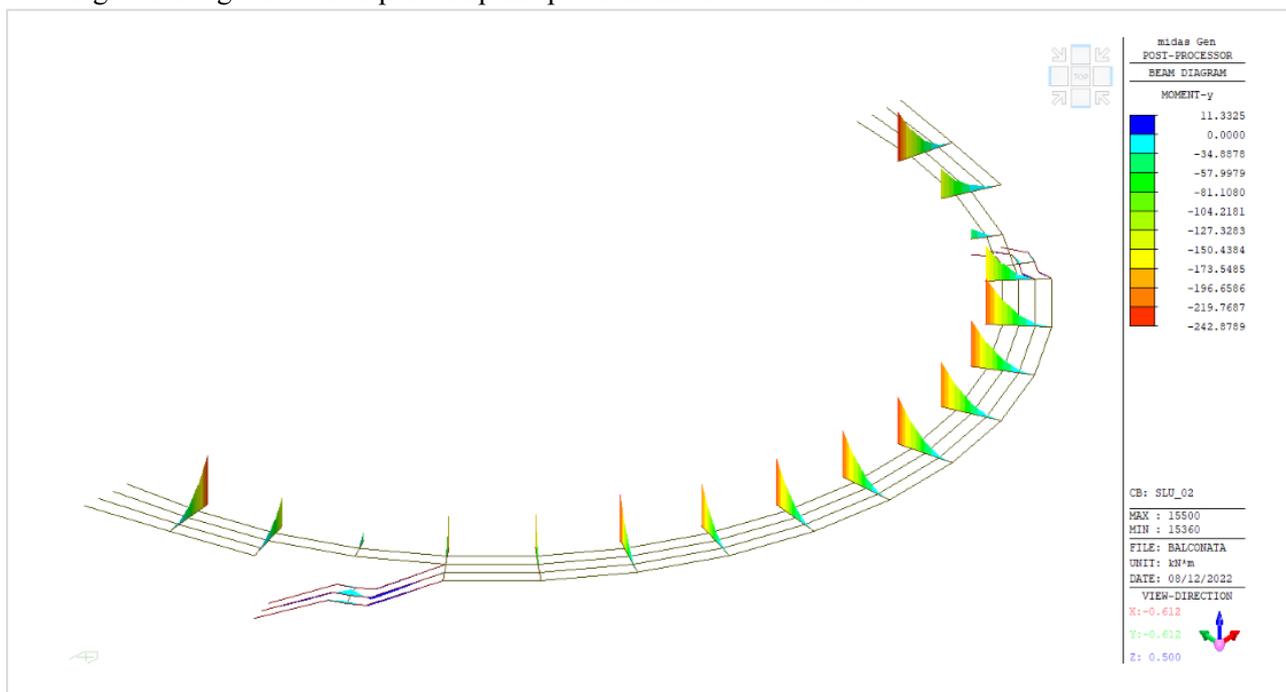


Figura 4 – Combinazione SLU - Diagramma momento flettente

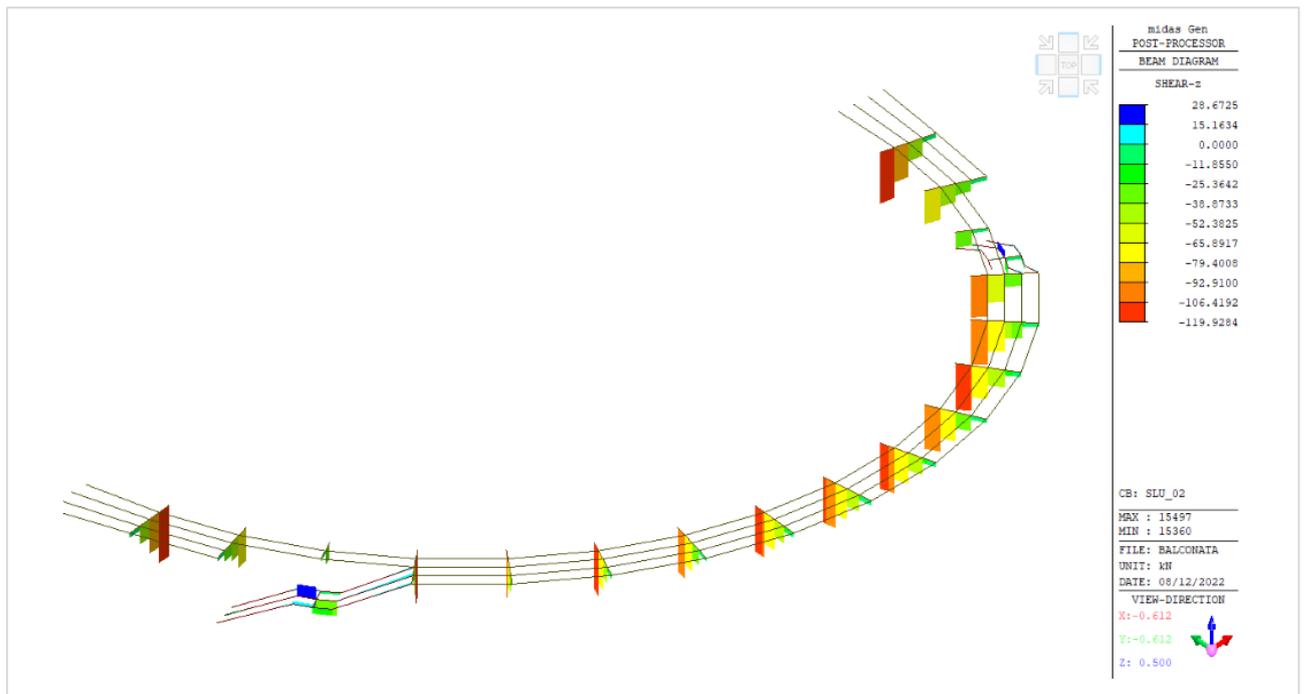


Figura 5 – Combinazione SLU - Diagramma taglio



Figura 6 – Combinazione SLU - Diagramma momento flettente – dettaglio scala

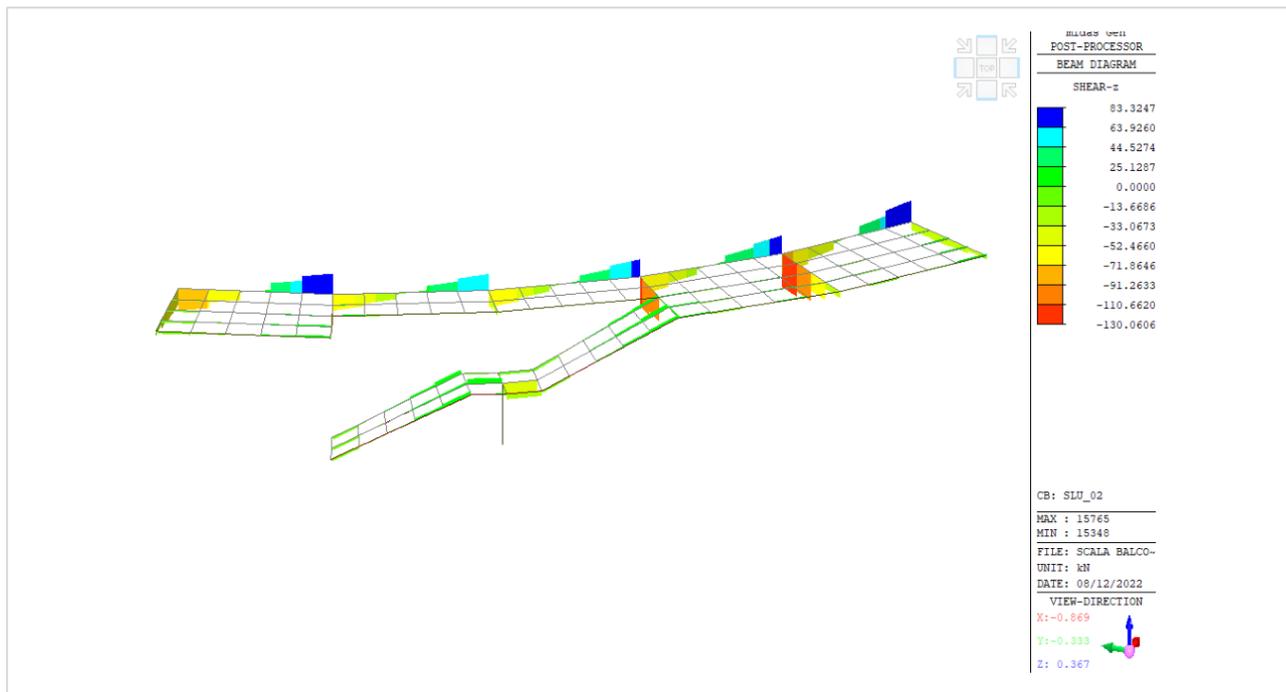


Figura 7 – Combinazione SLU - Diagramma taglio – dettaglio scala

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche dei profili.

Code : EC3:05      Unit : kN , m      Primary Sorting Option

Sorted by  Member  Property      Change...      Update...       SECT  MEMB

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len			Bmy	N,Ed			My,Ed			Mz,Ed			Vy,Ed			Vz,Ed			T,Ed			Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz		N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa											
OK	15347	3000	<input type="checkbox"/>	HEA500		1	1.00000	1.00000	1.000	1.000	-864.14	-230.02	-230.02	-1.4372	-1.6073	-106.42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	0.389	0.124		S275	275000		1.00000	1.00000	1.000	1.000	5260.20	0.00000	1048.77	289.021	2191.04	860.795	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
OK*	15364	3001	<input type="checkbox"/>	IPE220		1	5.92659	5.92659	1.000	1.000	-13.982	1.46753	1.46753	-0.0099	-0.0008	0.99047	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	0.141	0.004		S275	275000		5.92659	5.92659	1.000	1.000	110.733	0.00000	78.6500	15.7890	341.447	252.618	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
OK	15485	3002	<input type="checkbox"/>	HEB220		1	1.20000	1.20000	1.000	1.000	-13.310	-31.377	-31.377	0.34557	0.51640	-35.414	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	0.146	0.080		S275	275000		1.20000	1.20000	1.000	1.000	2502.50	0.00000	227.700	107.646	1161.25	442.654	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
OK	15595	3009	<input type="checkbox"/>	HEA160		1	1.00000	1.00000	1.000	1.000	-0.1595	-10.942	-10.942	0.05551	0.07297	-11.500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	0.164	0.055		S275	275000		1.00000	1.00000	1.000	1.000	1067.00	0.00000	67.6500	32.0117	488.381	210.213	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

### 5.3 Deformabilità

La deformata attesa risulta essere di  $\sim 11,0 \text{ mm} < l_0/500 = (2 \cdot 4000)/500 = 16 \text{ mm}$

La frequenza di risposta verticale risulta essere  $7,96 \text{ Hz} > 5,00 \text{ Hz}$

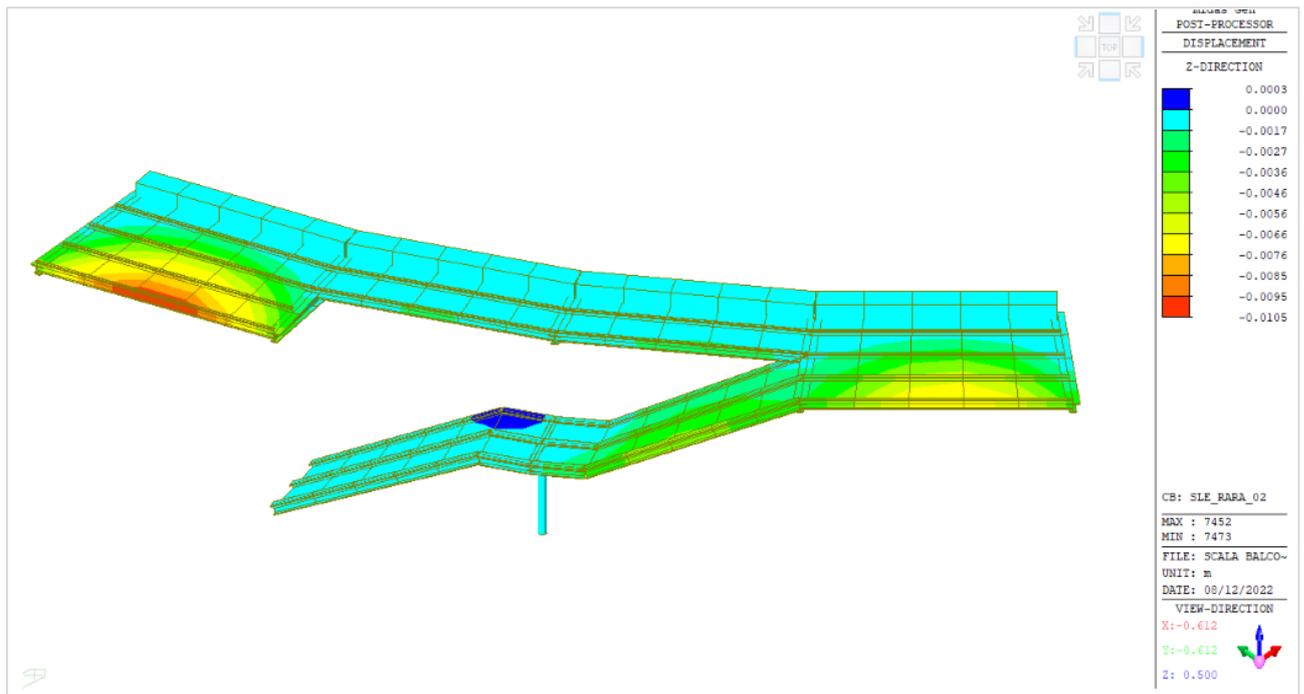


Figura 8 – Combinazione SLE rara - Diagramma deformata

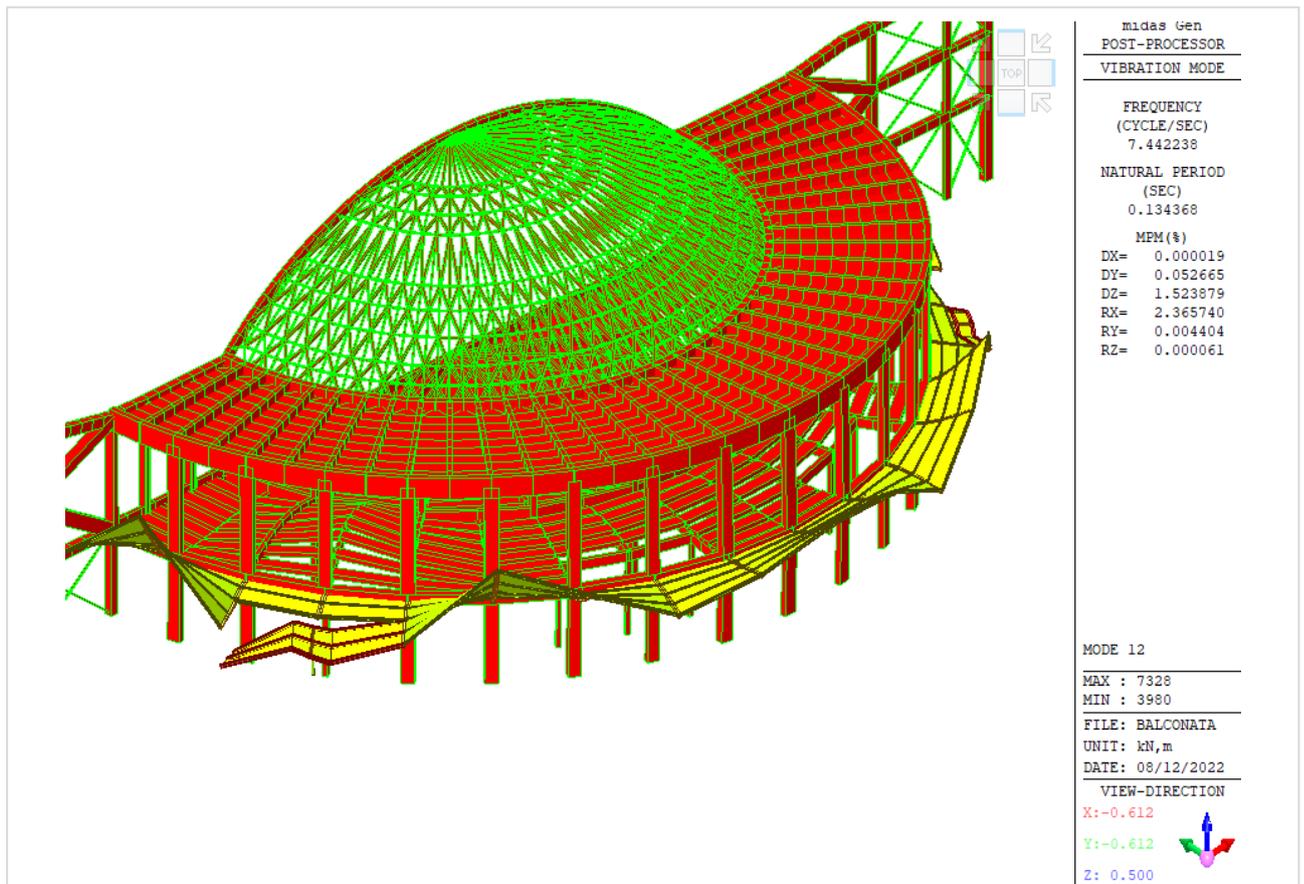


Figura 9 – Modo di vibrare in direzione verticale

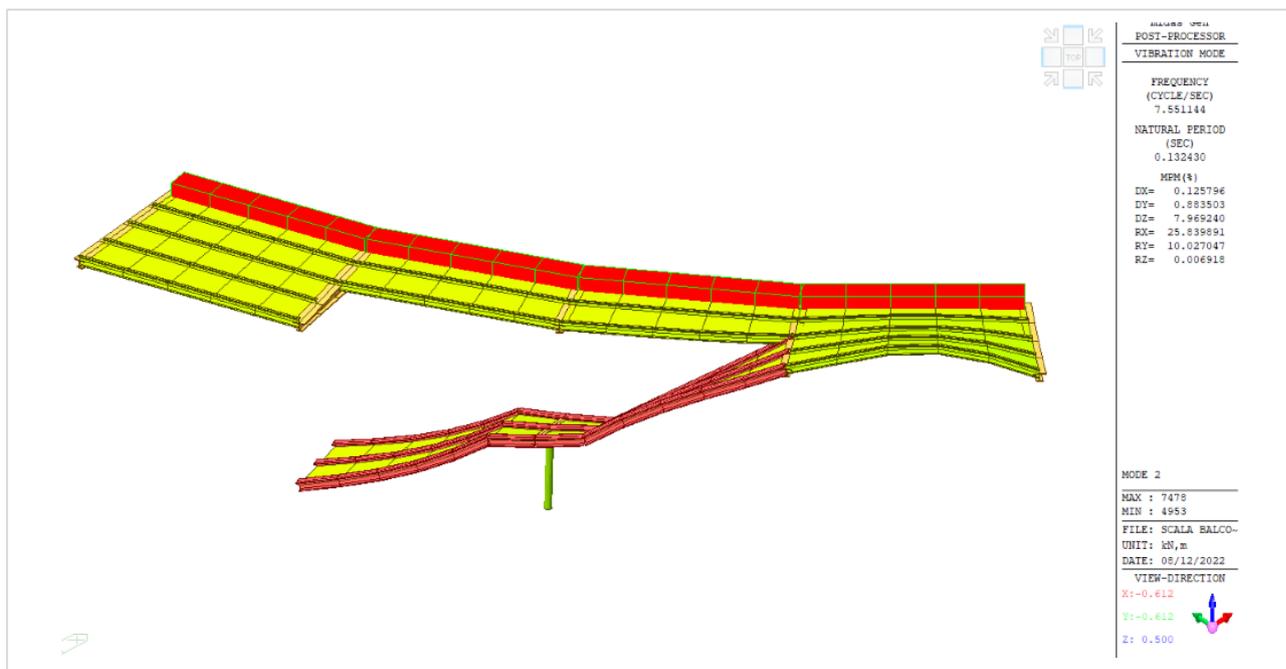


Figura 10 – Modo di vibrare in direzione verticale – modello di dettaglio su scala

## 6 Parapetti

I parapetti esistenti vengono sostituiti integralmente per realizzare nuovi manufatti conformi all'uso. Di seguito il dimensionamento dei tubolari per i montanti dei nuovi elementi, calcolati singolarmente per portare integralmente il carico previsto da norma. In fase esecutiva le dimensioni potranno essere aggiornate, per esigenze architettoniche, anche considerando l'eventuale contributo del pannello tra i montanti, come meglio specificato negli elaborati edili.

Acciaio S 275		Fattori parziali	
$f_{yk}$	275 MPa	$\gamma_{M0}$	1,05
$f_{tk}$	430 MPa	$\gamma_{M1}$	1,05
E	210000 MPa	$\gamma_{M2}$	1,25
$\nu$	0,3 [-]		
G	80769 MPa		
$\epsilon$	0,92 [-]	$H_k$	2,00 kN
$\eta$	1,00 [-]	$\gamma_Q$	1,50

Geometria del montante		
Numero montanti	nr. = 1	[-]
Altezza del montante	H	1,20 m
Interasse fra i montanti	i	1,25 m
Spessore montante	t	5 mm
Larghezza montante	$\phi$	76,3 mm
Area a taglio	$A_v$	11,20 cm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl}$	25,46 cm <sup>3</sup>
Taglio resistente di progetto	$V_{c,Rd}$	107,81 kN
Momento resistente di progetto	$M_{pl,Rd}$	6,67 kNm

Sollecitazioni		
Taglio agente di progetto	$V_{Sd}$	3,75 kN
Momento flettente agente di progetto	$M_{Sd}$	4,50 kNm

Verifiche di SLU		
Verifica a taglio	FS = 0,03	OK
Verifica di interazione taglio flessione	no interazione	$\rho = 0,87$
Momento resistente ridotto per taglio	$M_{pl,Rd}$	6,67 kNm
Verifica a flessione	FS = 0,67	OK

Deformata		
momento di inerzia	J	72 cm <sup>4</sup>
freccia di calcolo	f	0,96 cm
	$l_0/$	250
freccia ammissibile	fadm	0,96 cm OK

## 7 Soppalchi interni

Il soppalco si sviluppa su campi di 7,5m in corrispondenza di 4 travi esistenti e si appoggia in corrispondenza delle travi 50x85cm che collegano il pilastro inclinato al pilastro nel muro d'ambito, su di esse si poggiano tutte le travi trasversali.

I singoli campi sono costituiti da reticolari isostatiche con correnti continui e con montanti e diagonali considerati come elementi biella. Trasversalmente, una serie di travi secondarie sono incernierate sui montanti delle reticolari e su di esse poggia la lamiera grecata con getto integrativo alleggerito che costituisce i “gradoni” calpestabili. La stabilità viene garantita dai controventi del campo 3, tra le reticolari 3 e 4, dove la 1 è quella più bassa verso il fronte della balconata. Gli elementi costituenti sono la reticolare sono scatolari quadri 60x60x4 per correnti e diagonali e diagonali di controvento con profili accoppiati L45x5.

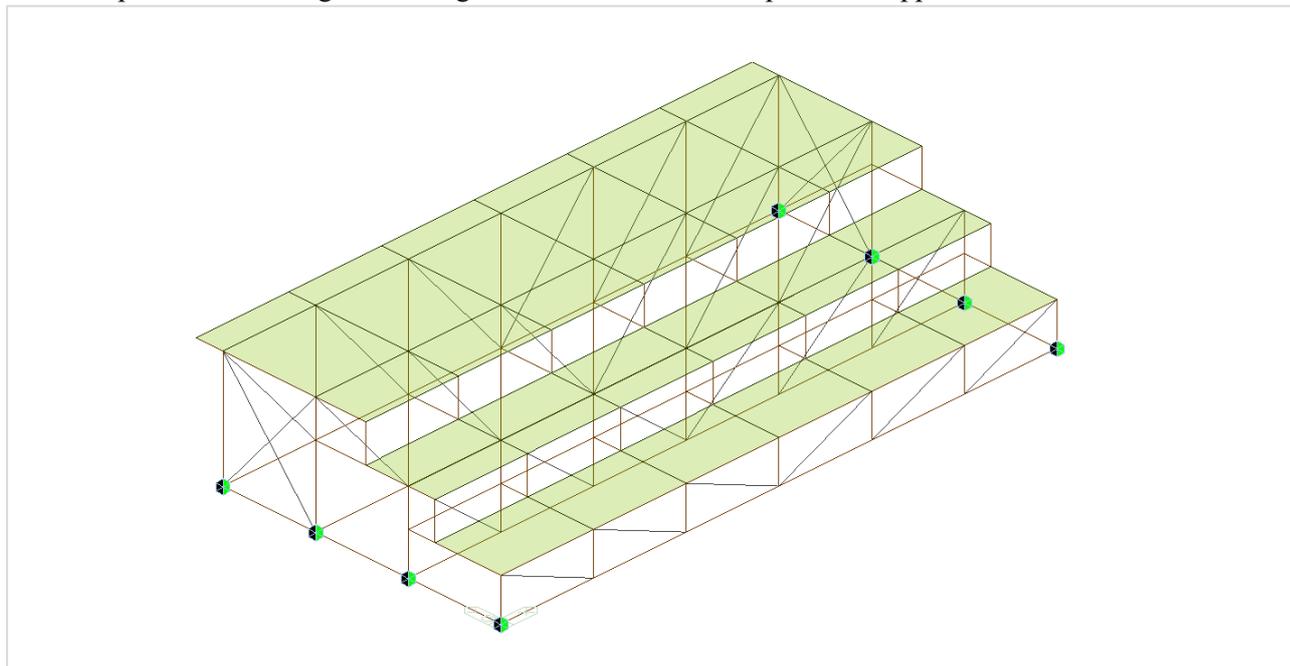


Figura 11 – Modello FEM, schema dei vincoli

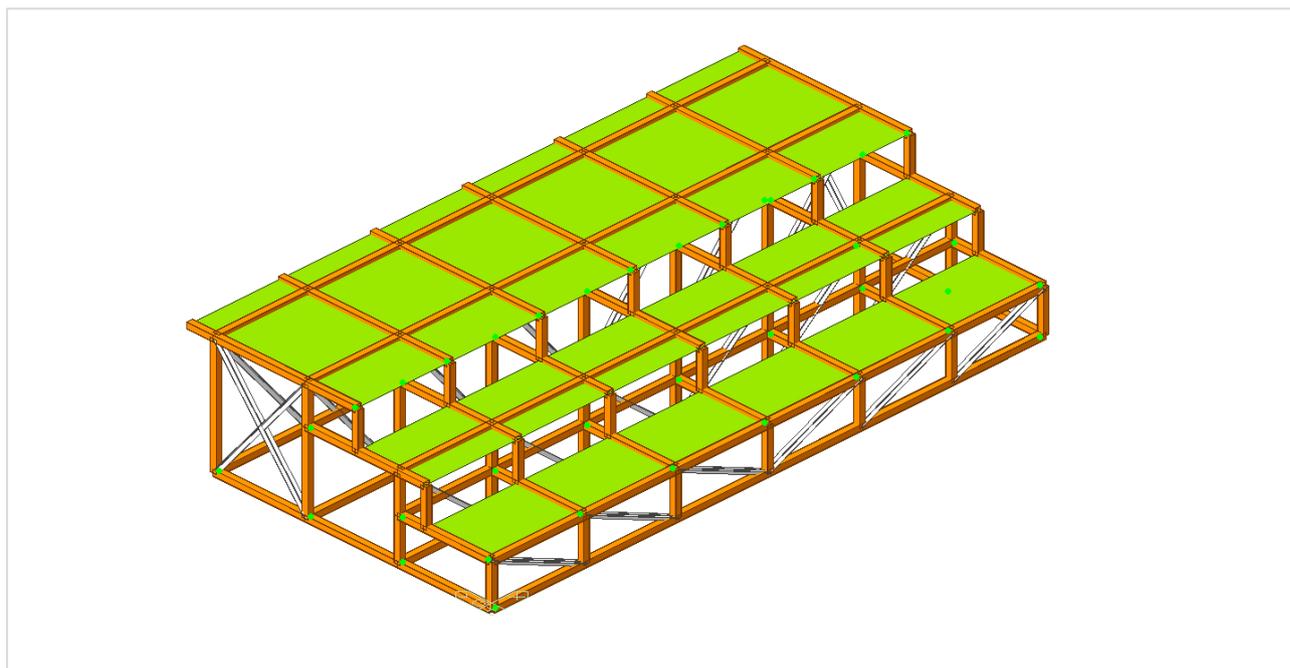


Figura 12 – Modello FEM, schema dei profili

## 7.1 Analisi dei carichi

### 7.1.1 Permanenti portati

Lamina di legno (o simile) incombustibile= sp. 2cm  $600\text{kg/m}^3 = 0,02 \cdot 6,0 = 0,12 \text{ kN/m}^2$

Lamiera grecata con getto alleggerito LC25/28 D.1.9= sp totale 11 cm (=5,5+5,5)

Dati geometrici per modellazione soletta:

spessore medio equivalente di soletta piena =  $5,5 + 5,5/2 = 8,25\text{cm}$

spessore equipesante =  $8,25 \cdot 19/25 = 6,27 \text{ cm}$

altezza inerzia equivalente =  $7,44 \text{ cm}$

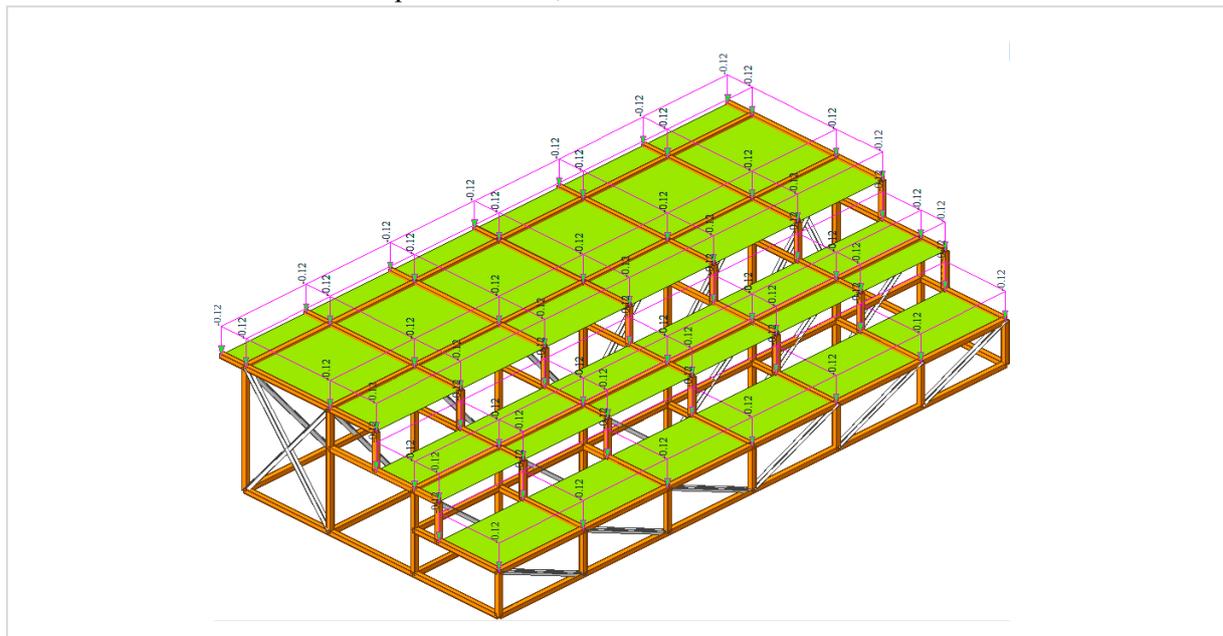


Figura 13 – Modello FEM, schema carichi  $g_2$

### 7.1.2 Carichi di esercizio

Carico di esercizio Cat C2 - Aree con posti a sedere fissi  $q = 4,0 \text{ kN/m}^2$

Peso librerie al metro quadro =  $0,30 \cdot 1,60 \cdot 10,00/0,36 = 13,33 \text{ kN/m}^2$

NOTA: Le scaffalature sono “confinate” alla striscia superiore a ridosso della contro-parate che separa dal vano tecnico.

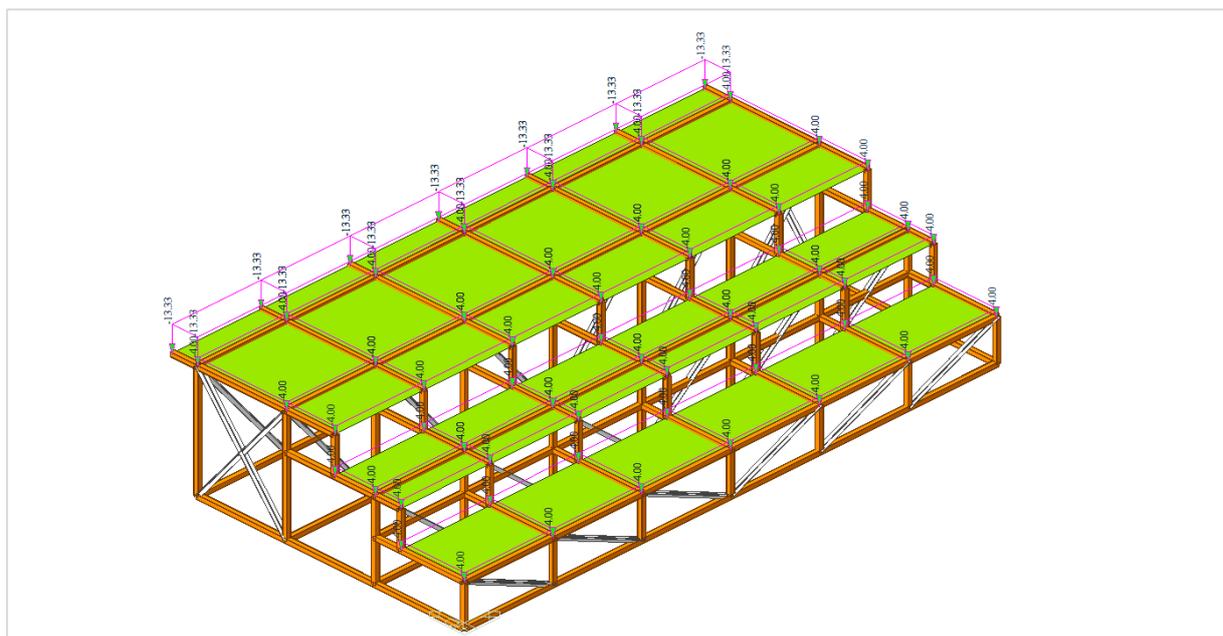


Figura 14 – Modello FEM, schema carichi  $q$

## 7.2 Sollecitazioni e verifiche

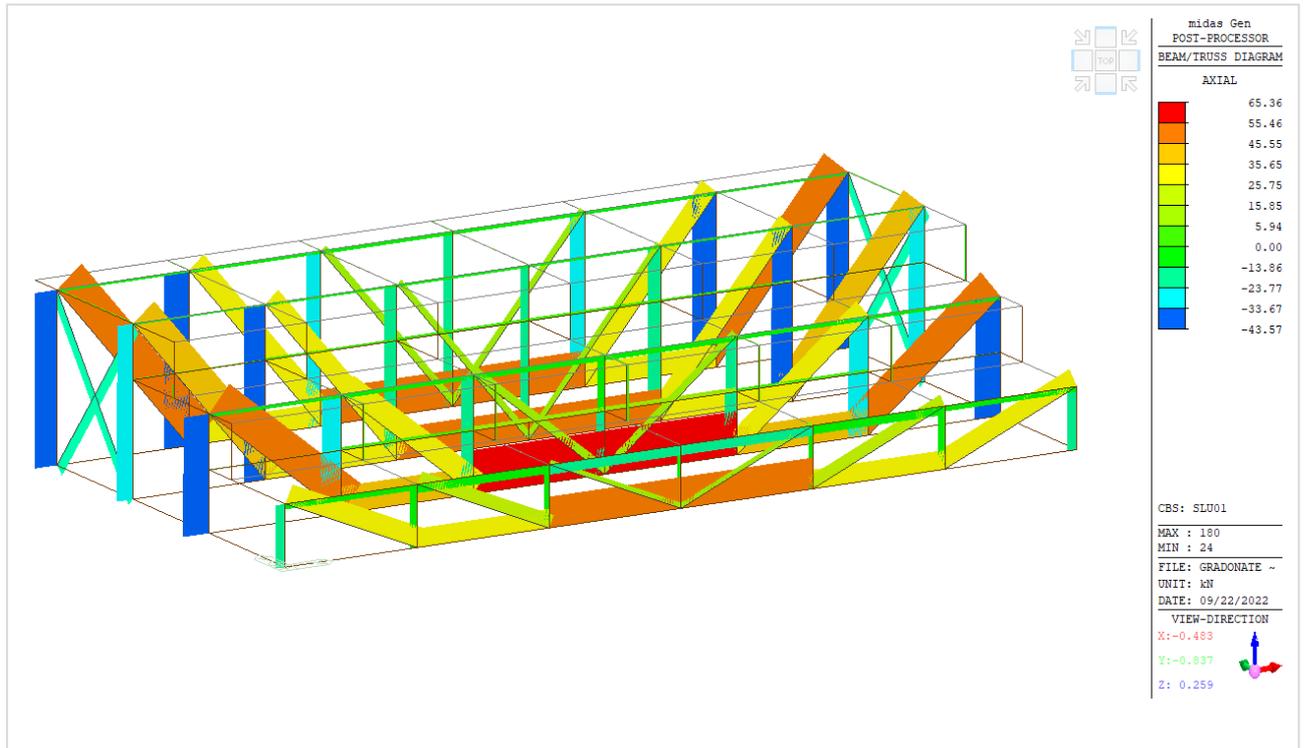


Figura 15 – Combinazione SLU - Diagramma sforzo normale

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche dei profili cavi formati a caldo in acciaio S275 J0

Eurocode3:05 Code Checking Result Dialog

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
				Material	Fy													
OK*	27	1	☐	RHS-CF 60X60X4 UNI7812	275000	1	1.50000	1.50000	0.946	0.850	-36.437	-0.3763	-0.3763	-0.1220	0.09868	0.43132	0.02504	0.00051
	0.328	0.008		S275	275000		1.50000	1.50000	1.000	0.850	143.155	0.00000	4.93638	4.93638	63.1046	63.1046	3.26901	0.00180
OK	40	2	☐	2L45x5	275000	2	1.95256	1.95256	1.000	1.000	-22.861	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.391	0.000		S275	275000		1.95256	1.95256	1.000	1.000	58.5238	0.00000	2.38806	3.58155	0.00000	0.00000	-	-

## 7.3 Deformabilità

La deformazione verticale di calcolo risulta essere  $3.2 \text{ mm} < L_0/500 = 7500/500 = 15 \text{ mm}$

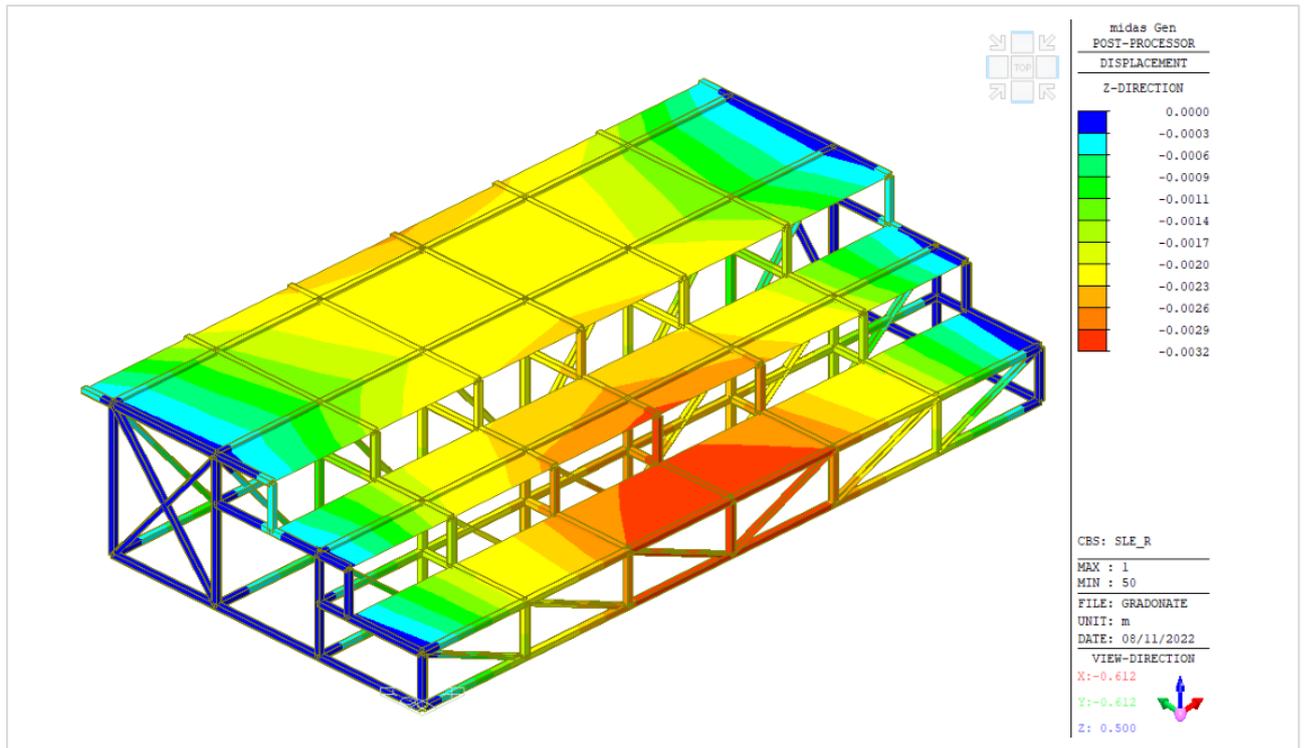


Figura 16 – Combinazione SLE rara - Diagramma deformato

La risposta in frequenza è superiore a 5Hz in direzione verticale (modo 5)

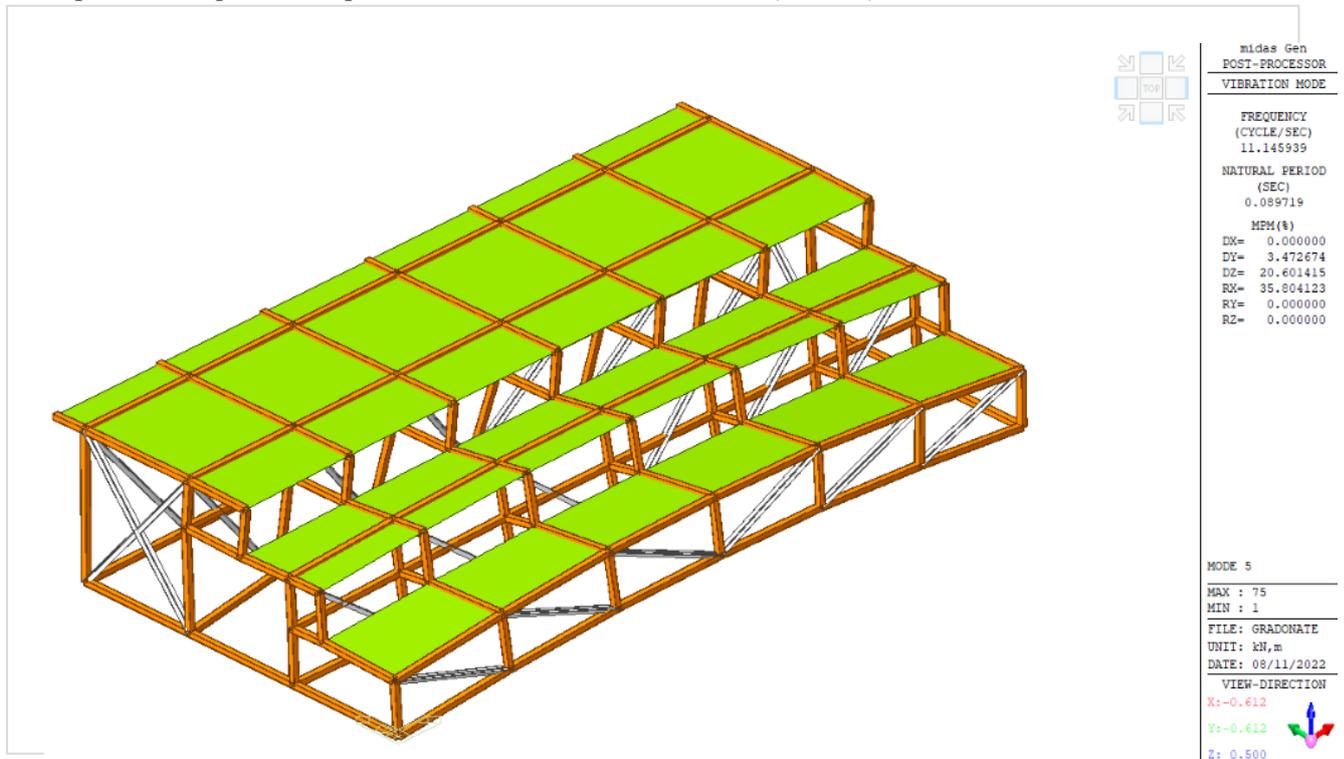


Figura 17 – Deformata modale verticale – modo 5

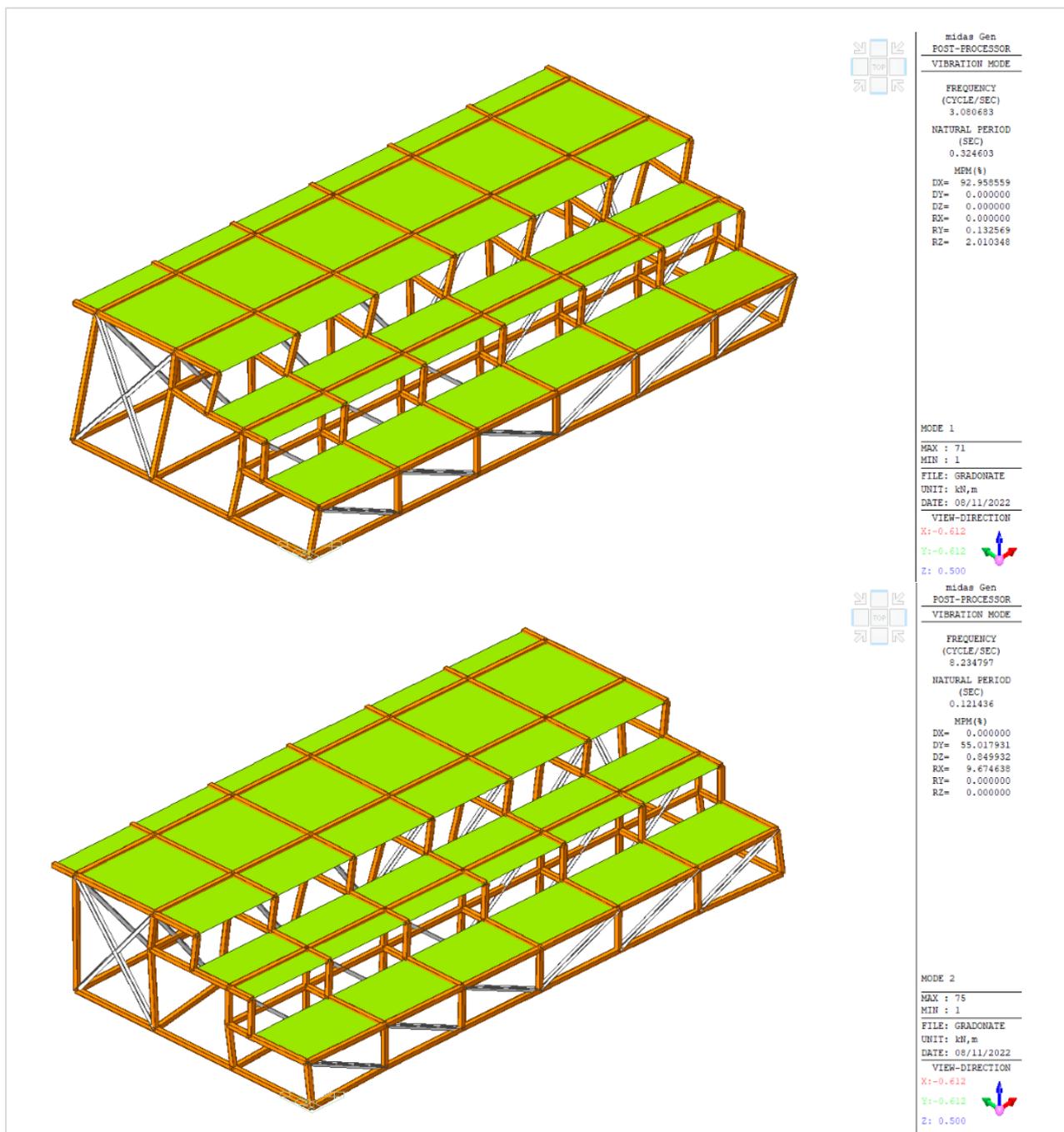


Figura 18 – Deformata modale orizzontale – modi 1 e 2

#### 7.4 Verifica travi esistenti

Di seguito, per maggior sicurezza, si riporta anche la verifica del solaio nel caso il soppalco venisse a gravare sulle travi esistenti con campata 7,5m.

Le risultanti dei carichi scaricate dal soppalco sulla trave esistente sono riportate nella tabella seguente

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT				
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	
G1	0.000000	0.000000	61.708079	
G2	0.000000	0.000000	3.699000	
Q	0.000000	0.000000	148.491000	
SLE_r	0.000000	0.000000	213.898079	

Il campo di soppalco insiste su una campata di 7,5x3,75m. Il carico complessivo equivalente è pari a

$$P = 213,89 / (7,5 * 3,75) = 7,60 \text{ kN/m}^2$$

di cui

$$q = 148,90 / (7,5 * 3,75) = 5,28 \text{ kN/m}^2 \text{ (4,00 kN/m}^2 \text{ + librerie)}$$

$$g_2 = 7,60 - 5,28 = 2,32 \text{ kN/m}^2$$

Le travi del loggiato sono verificate per un carico complessivo di

$g_2 = 5,77 \text{ kN/m}^2$  dei quali  $2,60 \text{ kN/m}^2$  relativi a pavimento rialzato (iglu, massetto, radiante) non presenti sotto le gradonate e  $2,67 \text{ kN/m}^2$  di peso della soletta "Nervi".

$$q = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Soppalco/gradonata  $7,60 \text{ kN/m}^2$

Balconata con pacchetto pavimentazione standard  $(5,77 - 2,67 + 4,00) = 7,10 \text{ kN/m}^2$

$$g_1 = 0,92 + 0,75 \text{ kN/m}^2 \times i = 1,67 * 1,25 = 2,09 \text{ kN/m} \times \gamma_{g1} (1,3) = 2,71 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = (5,77 - 2,60 + 2,32) * 1,25 = 5,49 * 1,25 = 6,86 \text{ kN/m} \times \gamma_{g2} (1,5) = 10,29 \text{ kN/m}$$

$$q = 5,28 \text{ kN/m}^2 \times i = 5,28 * 1,25 = 6,60 \text{ kN/m} \times \gamma_q (1,5) = 9,90 \text{ kN/m}$$

Carico SLU

$$p_{SLU} = 2,71 + 10,29 + 9,90 = 22,90 \text{ kN/m}$$

Carico SLE

$$p_{SLE} = 2,71 + 6,86 + 5,28 = 14,85 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni, come da schemi di calcolo Nervi, sono le seguenti:

Campata  $M_{sd} = p * L^2 / 12 = 22,90 * 7,5^2 / 12 = 107,34 \text{ kNm}$

Estremità  $M_{sd} = p * L^2 / 16,5 = 22,90 * 7,5^2 / 16,5 = 78,07 \text{ kNm}$

Taglio  $V_{sd} = p * L / 2 = 22,90 * 7,5 / 2 = 85,88 \text{ kN}$

Verifica:

I valori sono sostanzialmente i medesimi della verifica degli elementi esistenti, di cui si riporta estratto, l'intervento è verificato.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Loggiato 4.4\_mezzeria\_gradonata

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Trave Loggiato 4.40 - mezzzeria - gradonata

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.5	0	1	2.01	1.5	2.4
2	4.5	38	2	2.01	-1.5	2.4
3	15	38	3	2.01	1.5	4.8
4	15	55	4	2.01	-1.5	4.8
5	-15	55	5	2.01	1.5	7.2
6	-15	38	6	2.01	-1.5	7.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 107.34 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 146.8 kNm

Materiali: AQ50 C16/20

$E_{su}$	67.5 %	$E_{c2}$	2 %
$f_{yd}$	268.1 N/mm²	$E_{cu}$	3.5 %
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	11.33 %
$E_s / E_c$	8	$f_{cc} / f_{cd}$	0.8
$E_{s,adm}$	1.341 %	$\sigma_{c,adm}$	7.25
$\sigma_{s,adm}$	245 N/mm²	$\tau_{co}$	0.4667
		$\tau_{c1}$	1.543

$\sigma_c$  -11.33 N/mm²  
 $\sigma_s$  268.1 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 %  
 $\epsilon_s$  11.78 %  
d 52.6 cm  
x 12.05 x/d 0.2291  
 $\delta$  0.7264

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n  
Tipo flessione: Flessa Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

Figura 19 – Verifica trave in mezzzeria

Verifica C.A. S.L.U. - File: Loggiato 4,4\_estremita

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Trave Loggiato 4.40 - estremita - gradonata

N° Vertici: 8 Zoom N° bare: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15	0	1	2.01	1.5	2.4
2	15	38	2	2.01	-1.5	2.4
3	15	38	3	2.01	1.5	4.8
4	15	55	4	2.01	-1.5	52
5	-15	55	5	2.01	1.5	52
6	-15	38	6	1.13	0	52

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: -78.07 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: -80.77 kN m

Materiali: AQ50 C16/20

ε<sub>su</sub>: 67.5 % ε<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 268.1 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 %  
E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 11.33  
ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub>: 8 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.341 % σ<sub>c,adm</sub>: 7.25  
σ<sub>s,adm</sub>: 246 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.4667  
τ<sub>c1</sub>: 1.543

σ<sub>c</sub>: -11.33 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 268.1 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5 %  
ε<sub>s</sub>: 45.09 %  
d: 52 cm  
x: 3.745 s/d: 0.07203  
δ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett.: 100

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

Precompresso

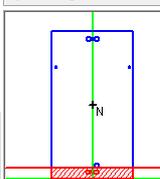
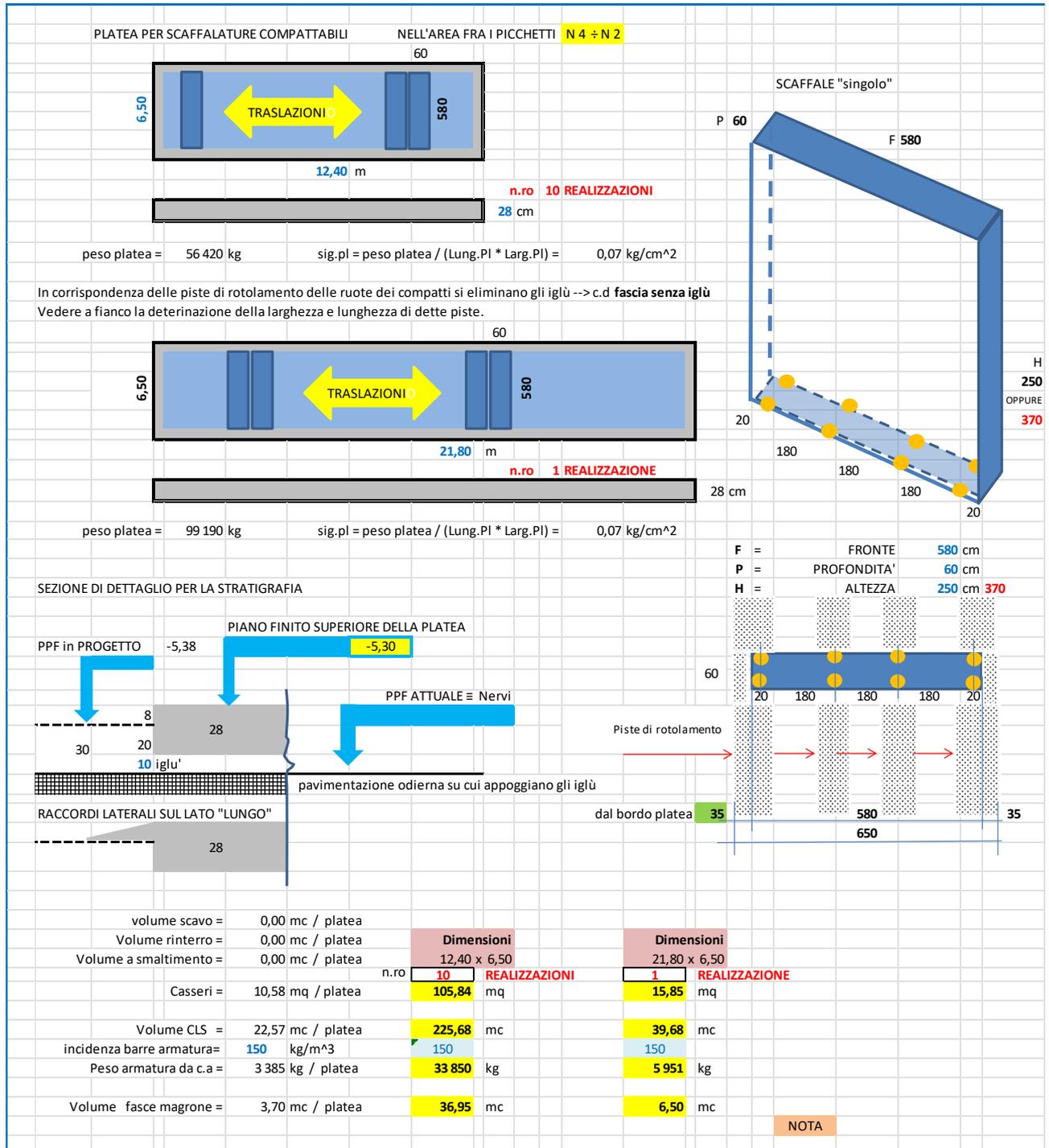


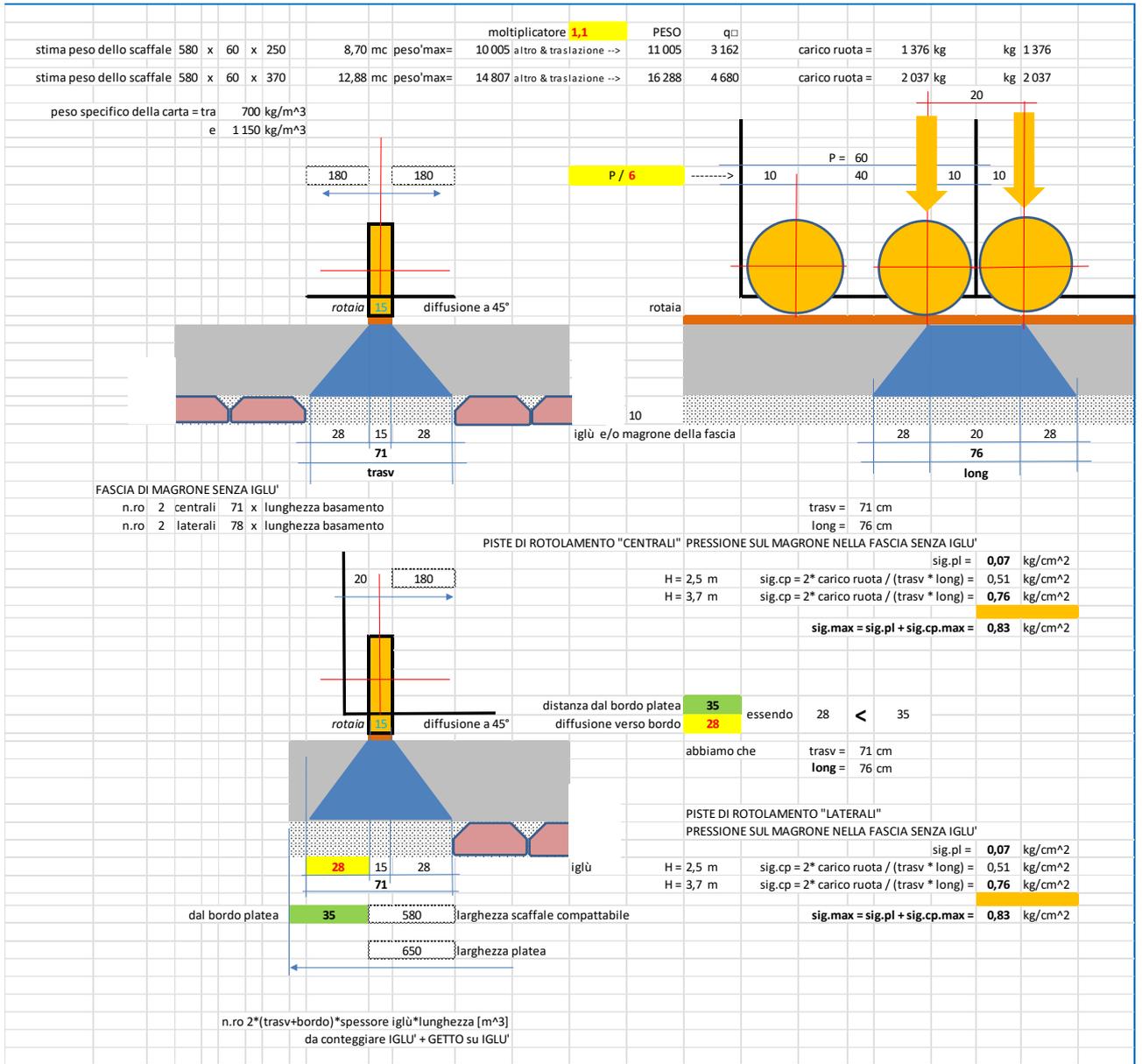
Figura 20 – Verifica trave in appoggio

## 8 OPERE MINORI

Di seguito i calcoli di massima di alcune opere minori, la cui definizione di dettaglio è rimandata al progetto esecutivo.

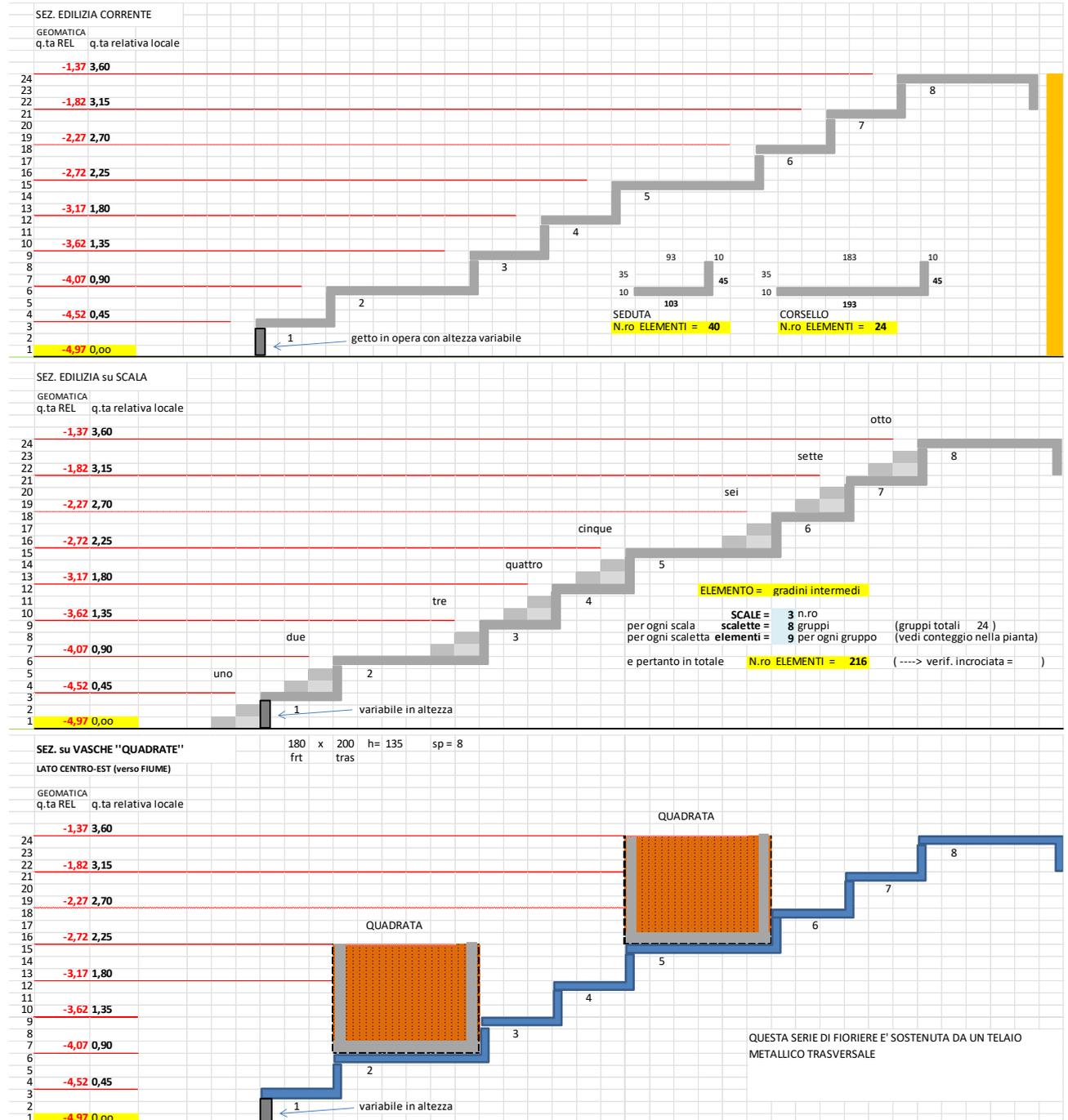
### 8.1 Platea compattevoli



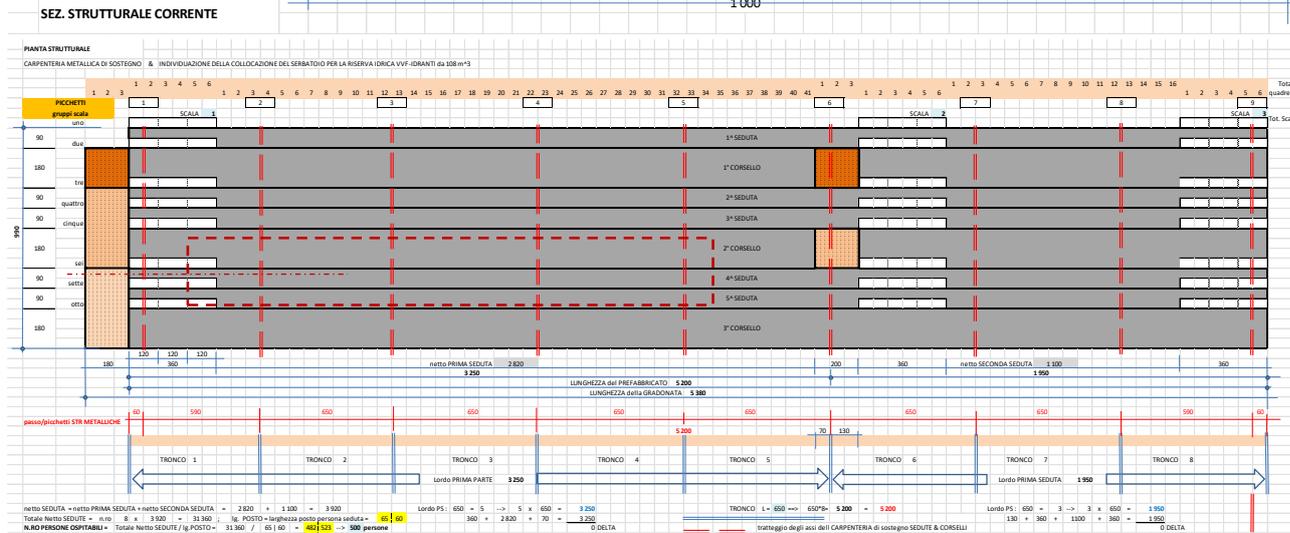
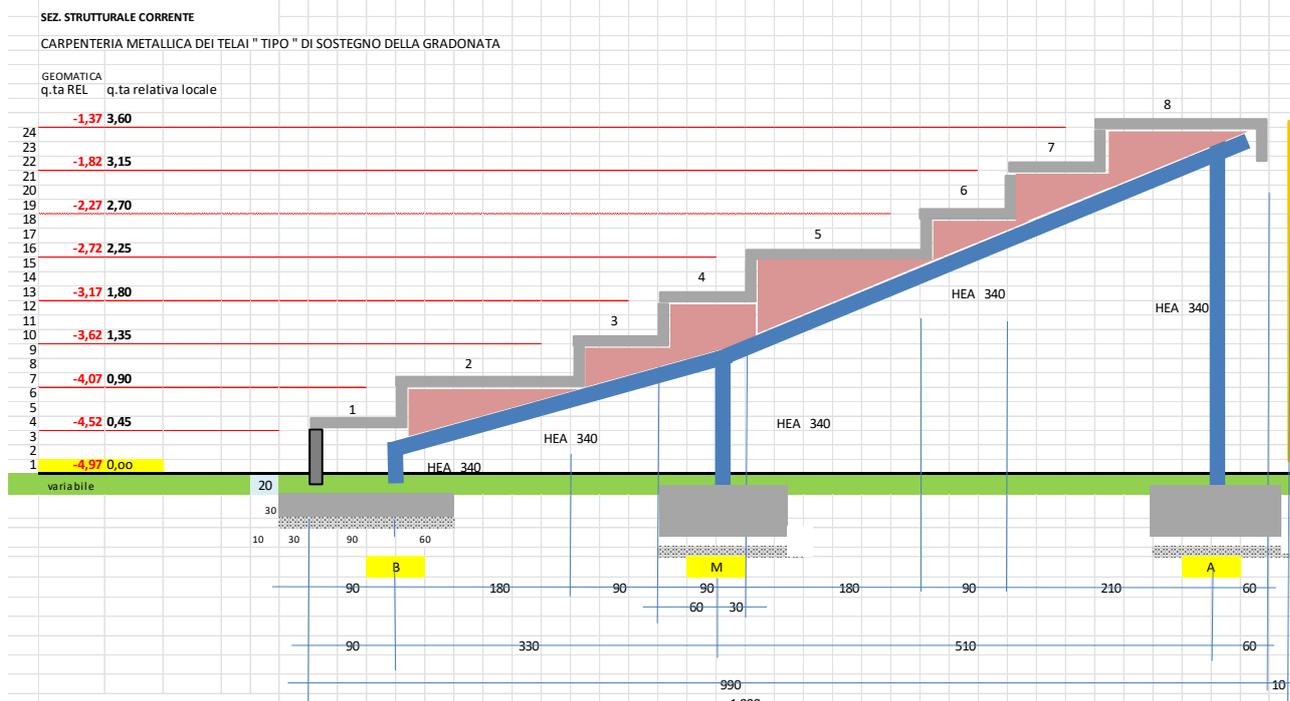
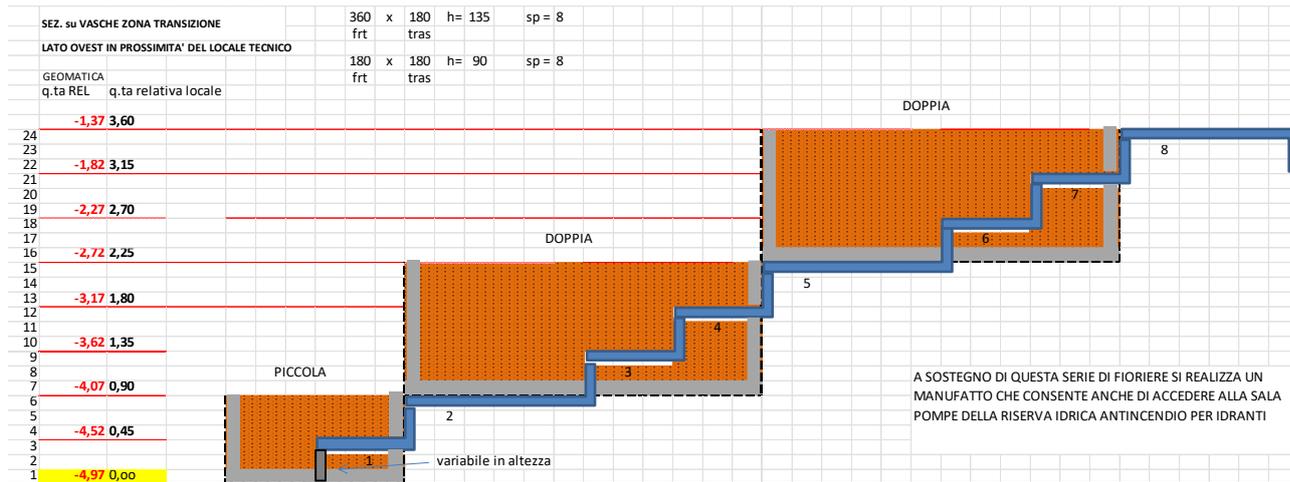


## 8.2 Gradonate esterne

Di seguito gli schemi delle gradonate e il predimensionamento.



RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE - NUOVE



CARICO di SERVIZIO		cat	C3	500 kg/m <sup>2</sup>																
Superficie di influenza		9,90	6,50	SUP =	64,35 m <sup>2</sup>	SEDUTA					CORSELLO									
Nella campata di picchetto		6		≡ fioriere		N.ro ELEMENTI = 40					N.ro ELEMENTI = 24									
Superficie libera		Sup =		60,75 m <sup>2</sup>																
PESO elementi		n.ro				Peso					Peso									
n.ro 5 SEDUTA		12 000							103											
n.ro 3 CORSELLO		12 000							45 +											
n.ro 63 GRADINO		5 040							93 35 --											
n.ro 2 VASCA QUADRATA		8 000							1 380 cls											
PP =		37 040 kg		cls					2 500											
PESO PROPRIO PP / SUP =		576 kg/m <sup>2</sup>							345 kg/m											
CARICO di SERVIZIO		60,75 / 64,35		472 kg/m <sup>2</sup>		PESO					2 500									
				1 048 kg/m <sup>2</sup>		assunto per calcolo =					2 243 kg									
il carico distribuito si assume in q□ =		1 100 kg/m <sup>2</sup>							PESO					assunto per calcolo =						
											4 000 kg									
Nella campata di picchetto		8		≡ tipo scala		GRADINO														
Superficie libera		Sup =		64,35 m <sup>2</sup>		N.ro ELEMENTI = 216														
PESO elementi		n.ro																		
n.ro 5 SEDUTA		12 000							30											
n.ro 3 CORSELLO		12 000							15											
n.ro 63 GRADINO		5 040							20 10											
PP =		29 040 kg							5											
PESO PROPRIO PP / SUP =		451 kg/m <sup>2</sup>		cls					2 500											
CARICO di SERVIZIO		cat C3		500 kg/m <sup>2</sup>							62,5 kg/m									
				951 kg/m <sup>2</sup>		PESO					1,20									
il carico distribuito si assume in q□ =		1 000 kg/m <sup>2</sup>							assunto per calcolo =					80 kg						
Nella campata di picchetto		3		≡ tipo		VASCA QUADRATA 180 200 135 sp = 8														
Superficie libera		Sup =		64,35 m <sup>2</sup>		N.ro ELEMENTI = 2														
PESO elementi		n.ro																		
n.ro 5 SEDUTA		12 000							8											
n.ro 3 CORSELLO		12 000							180 200 135											
PP =		24 000 kg							sup = 3,60 m <sup>2</sup>											
PESO PROPRIO PP / SUP =		373 kg/m <sup>2</sup>							cls					2 500						
CARICO di SERVIZIO		cat C3		500 kg/m <sup>2</sup>							terra giardino					350				
				873 kg/m <sup>2</sup>		PESO VASCA QUADRATA					assunto per calcolo =					4 000 kg				
il carico distribuito si assume in q□ =		900 kg/m <sup>2</sup>																		
Si assume come carico distribuito di calcolo il max q□		q□ =		1 100 kg/m <sup>2</sup>		VASCA DOPPIA 360 180 135 sp = 8														
tratto = 6,50		q = q□ * tratto =		7 150 kg/m		VASCA PICCOLA 180 180 90 sp = 8					N.ro ELEMENTI = 2									
SCHEMA DEL TELAIO DI SUPPORTO		L.B.M =		330 cm																
		L.M.A =		510 cm																
M = q * L.M.A <sup>2</sup> / 8 =		71,5 * 510 <sup>2</sup> / 8 =		2 324 644 kg*cm		180					360									
R.C = q * L.B.M / 2 =		71,5 * 330 / 2 =		11 798 kg		Peso					Peso									
R.A = q * L.M.A / 2 =		71,5 * 510 / 2 =		18 233 kg		180 180 90 +					360 180 135 +									
R.B = R.C + R.A =		30 030 kg							164 164 82 --					344 164 127 --						
HEA 340		trave del telaio							0,71 cls					1,58 cls						
HEA 340		montanti							1 776 kg					3 958 kg						
									terra giardino 350					terra giardino 350						
									2 548					6 466						
									PESO VASCA PICCOLA					PESO VASCA DOPPIA						
									2 600 kg					assunto per calcolo =						
									NB.: non interviene nel calcolo											
σ.M =		1 400 kg/cm <sup>2</sup>																		
σ.M = M / W -->		W = M / σ.M =		1 660 cm <sup>3</sup>																
σ.t.am =		2,50 kg/cm <sup>2</sup>																		
PLINTO																				
sottoplinto L <sub>p</sub> = L <sub>p</sub> + 20cm ; H <sub>p</sub> = 10cm																				
quadrato (L <sub>p</sub> x L <sub>p</sub> ; H <sub>p</sub> = kh * L <sub>p</sub> )		L <sub>p</sub> =		124 cm																
		k.h = 0,4		H <sub>p</sub> =		50 cm														
Area di base del plinto = L <sub>p</sub> x L <sub>p</sub> -->		A.base =		15 376 cm <sup>2</sup>																
Peso plinto P.pl = (L <sub>p</sub> * L <sub>p</sub> * H <sub>p</sub> ) x 2.500		P.pl =		1 907 kg																
magrone P.mg = (L <sub>p</sub> * L <sub>p</sub> * 0,10) x 2.200		P.mg =		107 kg																
N = carico = R.(max) + P.pl + P.mg		N =		32 043 kg																
σ.t = N / A.base ≤ σ.t.am		σ.t =		2,08 kg/cm <sup>2</sup>		verifica					ok ≤ σ.t.am									

### 8.3 Carpenteria metallica di supporto del controsoffitto

Al piano semi-interrato del padiglione 4, nella zona di archivio storico, è previsto la posa di una struttura metallica per poter sostenere, in maniera indipendente, i pannelli di controsoffittatura per garantire il REI 240. Di seguito si riporta il predimensionamento della carpenteria metallica con i diagrammi di sollecitazione e la deformata.

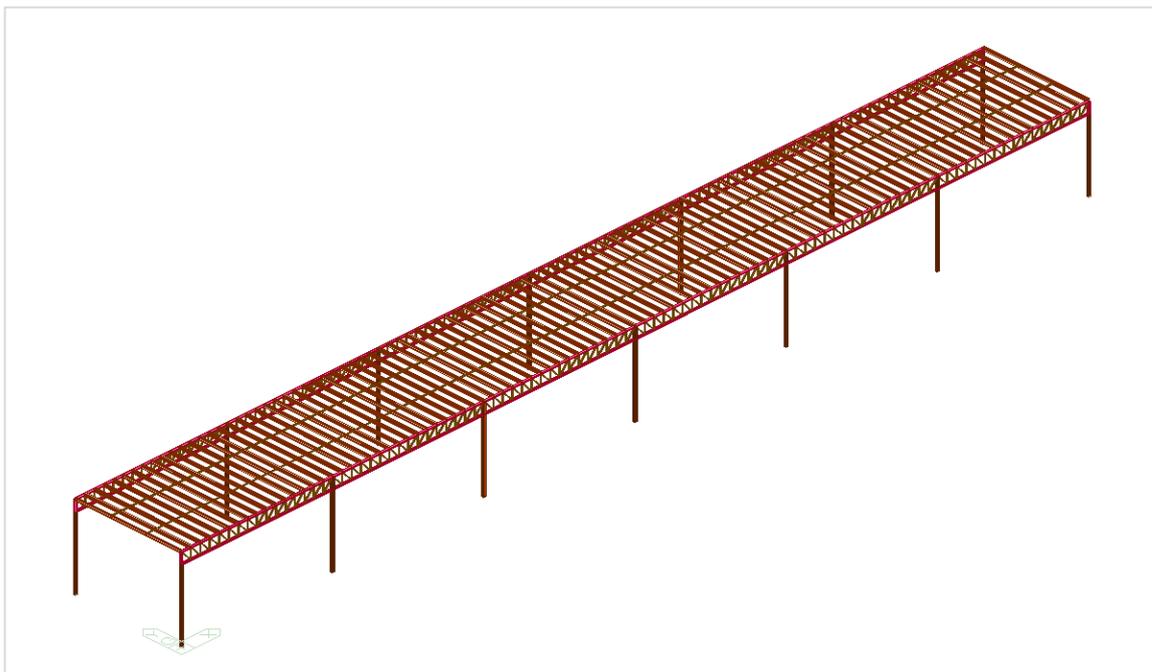


Figura 21 – Schema FEM della carpenteria

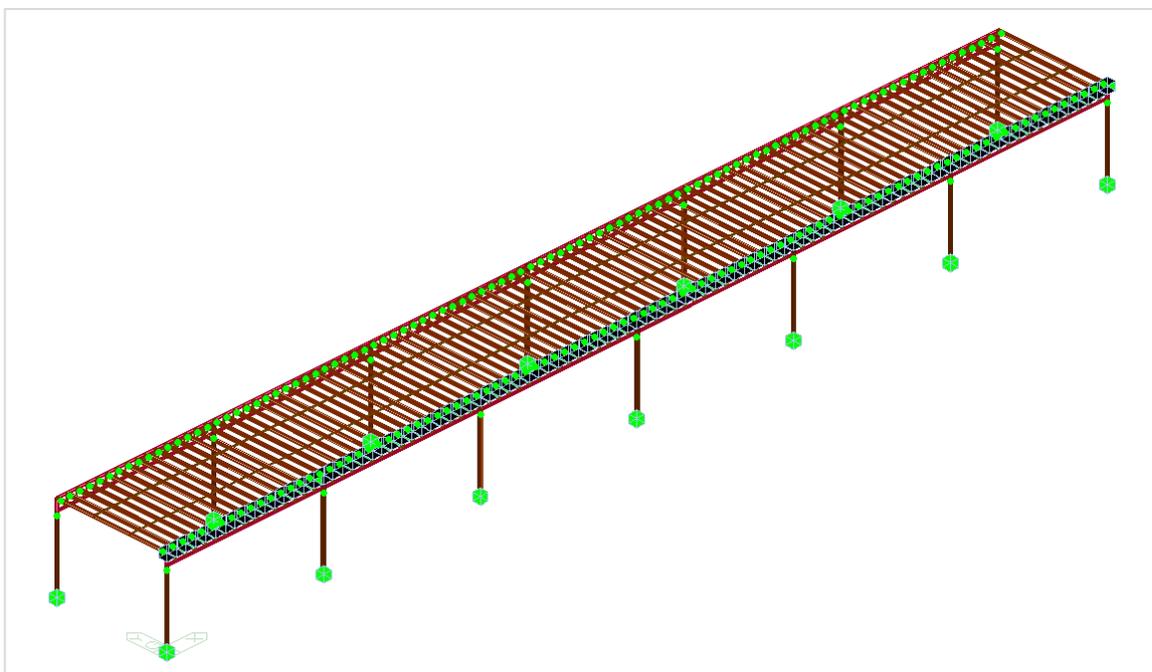


Figura 22 – Schema FEM degli svincoli interni della carpenteria

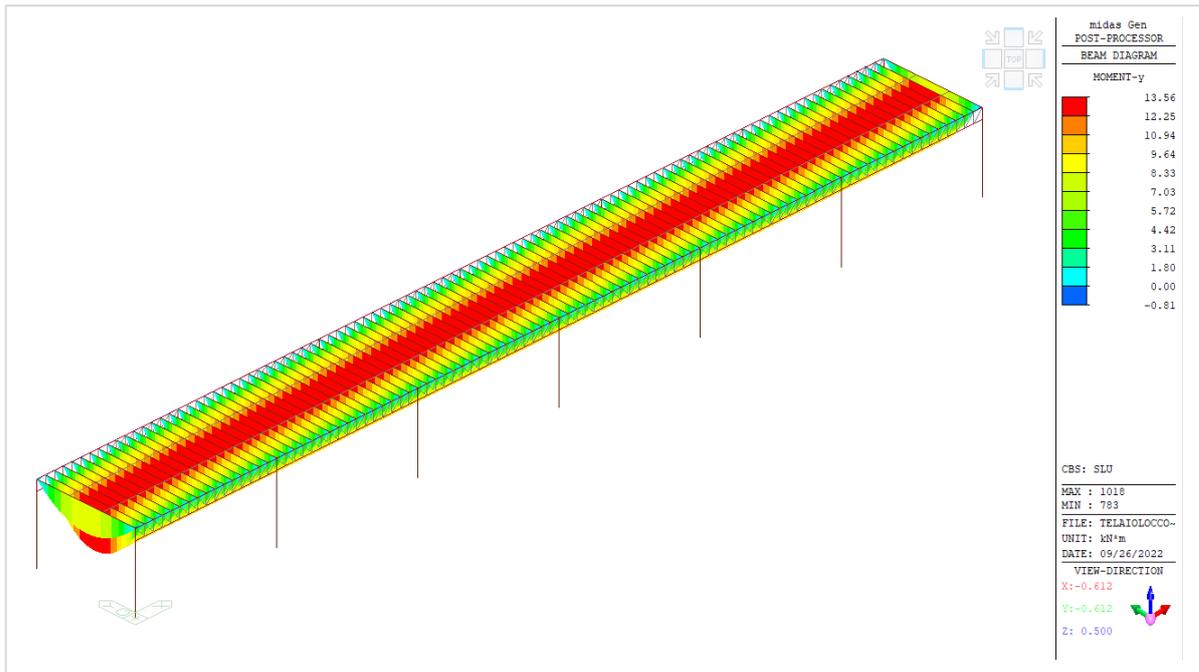


Figura 23 – Diagramma momenti flettenti

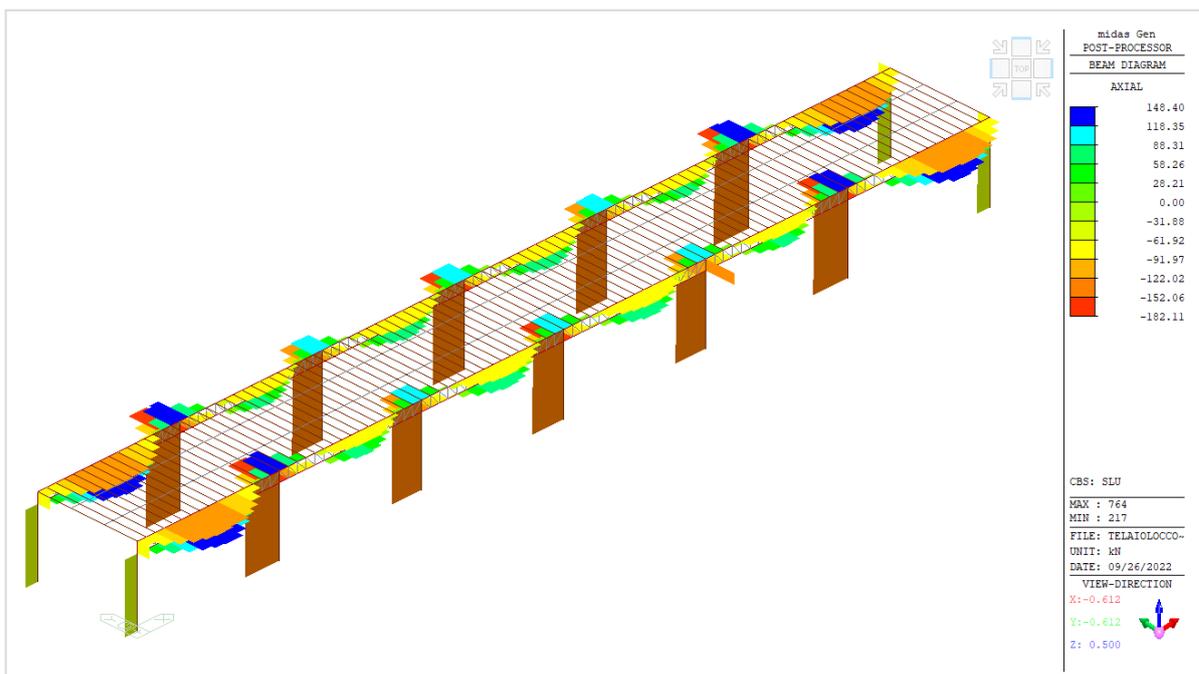


Figura 24 – Diagramma sforzo normale

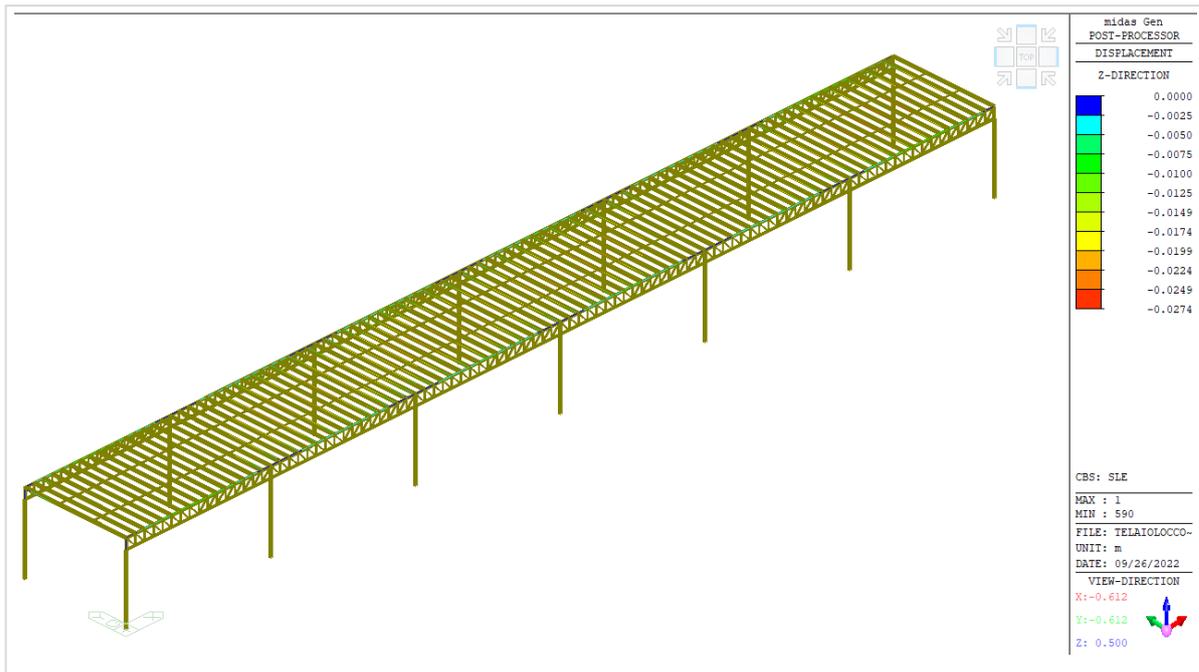


Figura 25 – Diagramma deformata

Si riporta la tabella con la sintesi di verifica dei profili

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
				Material	Fy		Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	657	1	<input type="checkbox"/>	HEA140	275000	1	4.50000	4.50000	1.000	0.850	-147.57	-0.2628	-0.2628	-0.0001	-0.0000	-0.0584	-	0.00033
	0.584	0.000		S275			0.00000	4.50000	1.000	0.850	254.018	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00233
OK	801	2	<input type="checkbox"/>	UPN140	275000	1	0.62500	0.62500	1.000	1.000	-181.90	0.00000	0.00000	-0.9813	-1.7255	0.00009	-	0.00161
	0.505	0.010		S275			0.00000	0.62500	1.000	1.000	454.554	0.00000	26.9238	8.23429	181.453	152.723	-	0.00233
OK	804	3	<input type="checkbox"/>	2L45x6, B2L 45x45x6/6	275000	1	0.70000	0.70000	1.000	1.000	-72.050	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.361	0.000		S275			0.00000	0.70000	1.000	1.000	199.313	0.00000	2.81066	4.60586	0.00000	0.00000	-	-
OK	1074	4	<input type="checkbox"/>	HEA140	275000	1	2.33333	2.33333	1.000	1.000	-0.3910	13.5562	13.5562	0.44274	0.00190	2.55410	-	-0.0029
	0.328	0.017		S275			0.00000	2.33333	1.000	1.000	822.381	0.00000	45.4143	22.0464	378.329	152.836	-	0.00933

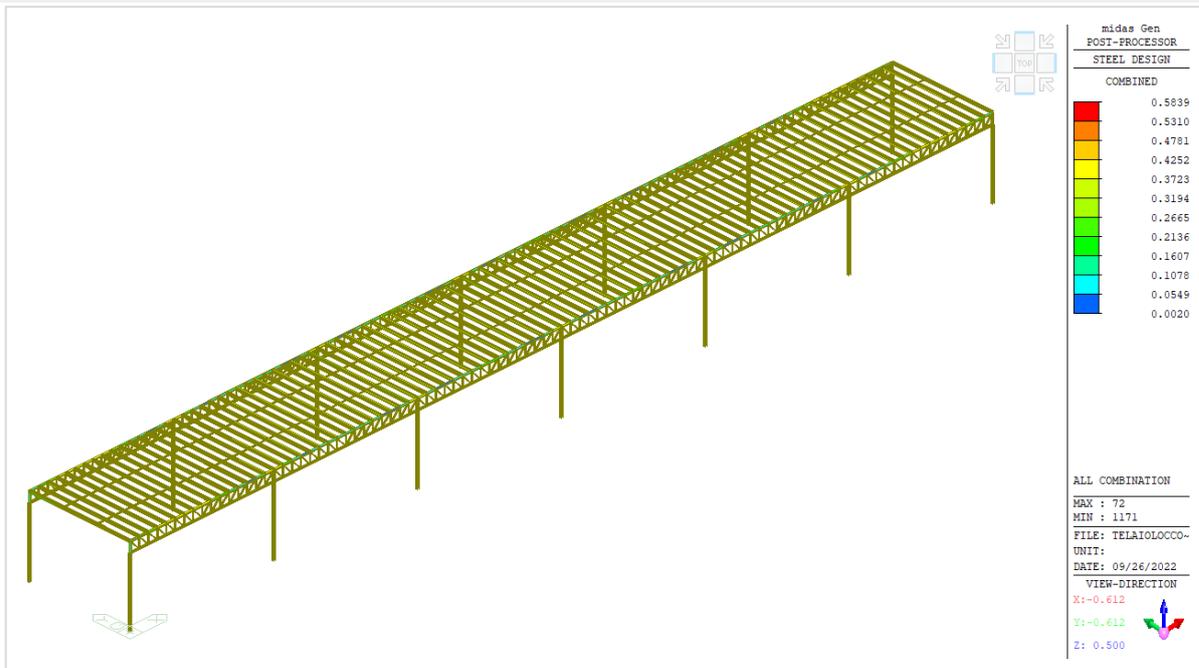


Figura 26 – Diagramma verifica sezioni

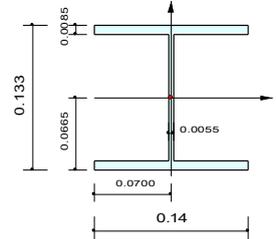
midas Gen

Steel Checking Result

<b>Company</b>	I.C.I.S Srl	<b>Project Title</b>	L2889-TdEspo
<b>Author</b>	BFC	<b>File Name</b>	teladLocComp.rngb

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	657
Material	S275 (Nb:1) (Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name	HEA140 (Nb:1) (Rolled : HEA140).
Member Length	: 4.50000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -147.57 (LCB: 1, POS:1)
Bending Moments	My = -0.2628, Mz = -0.0001
End Moments	Mj = -0.2628, Mj = 0.00000 (for Lb) Mj = -0.2628, Mj = 0.00000 (for Ly) Mz = -0.0001, Mz = -0.0001 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -0.0000 (LCB: 1, POS:1/2) Fzz = -0.0584 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot. F Width	0.14000	Bot. F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Cyb	0.01515	Czb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.06650
Wely	0.00016	Welz	0.00006
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 4.50000, Lz = 4.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors	Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio  
 $KL/r = 127.8 < 200.0$  (Membr:657, LCB: 1)..... OK

Axial Resistance  
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 147.57/254.018 = 0.581 < 1.000$  ..... OK

Bending Resistance  
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.2628/45.4143 = 0.006 < 1.000$  ..... OK  
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0001/22.0464 = 0.000 < 1.000$  ..... OK

Combined Resistance  
 $RMNRd = MAX[M_{Edy}/M_{Rdy}, M_{Edz}/M_{Rdz}]$   
 $RBIM = (M_{Edy}/M_{Rdy})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Rdz})^{\beta}$   
 $R_{by}N = N_{Ed}/(A \cdot \gamma_{M0}), R_{by}M = M_{Edy}/M_{Rdy} + M_{Edz}/M_{Rdz}$   
 $R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot \gamma_{M1})$   
 $R_{bLT1} = (k_y \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} / \gamma_{M1}) + (k_z \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} / \gamma_{M1})$   
 $R_{cLT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A \cdot \gamma_{M1})$   
 $R_{bLT2} = (K_y \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} / \gamma_{M1}) + (K_z \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} / \gamma_{M1})$   
 $R_{max} = MAX[RMNRd, RBIM, (R_{by}N + R_{by}M), MAX[R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2}]] = 0.584 < 1.000$  .. OK

Shear Resistance  
 $V_{Edy}/V_{Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... OK  
 $V_{Edz}/V_{Rd} = 0.000 < 1.000$  ..... OK

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0023 > 0.0003$  (Membr:703, LCB: 2, Dir-X)..... OK

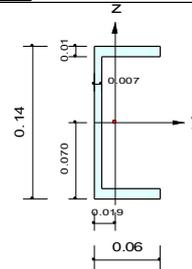
midas Gen

Steel Checking Result

<b>Company</b>	I.C.I.S Srl	<b>Project Title</b>	L2889-TdEspo
<b>Author</b>	BFC	<b>File Name</b>	teladLocComp.rngb

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN m
Member No	801
Material	S275 (Nb:1) ( $F_y = 275000$ , $E_s = 210000000$ )
Section Name	UPN140 (Nb:2) (Rolled : UPN140).
Member Length	: 0.62500



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -181.90$ (LCB: 1, POS:1)
Bending Moments	$M_y = 0.00000$ , $M_z = -0.9813$
End Moments	$M_{yj} = 0.00000$ , $M_{zj} = -0.0001$ (for Lb) $M_{yj} = 0.00000$ , $M_{zj} = -0.0001$ (for Ly) $M_{zj} = -0.9813$ , $M_{yj} = 0.05726$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = -1.7255$ (LCB: 1, POS:1) $F_{zz} = 0.00009$ (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.14000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.06000	Top F Thick	0.01000
Bot. F Width	0.06000	Bot. F Thick	0.01000
Area	0.00204	Asz	0.00098
Cyb	0.00737	Czb	0.00084
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.01909	Zbar	0.07000
Wely	0.00009	Welz	0.00001
ry	0.05450	rz	0.01750

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.62500$ , $L_z = 0.62500$ , $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$ , $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$ , $C_{mz} = 1.00$ , $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio  
 $KL/r = 40.0 < 200.0$  (Membr:2, LCB: 1)..... OK

Axial Resistance  
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 181.901/454.554 = 0.400 < 1.000$ ..... OK

Bending Resistance  
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.0000/26.9238 = 0.000 < 1.000$ ..... OK  
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.98132/8.23429 = 0.119 < 1.000$ ..... OK

Combined Resistance  
 $R_{MN,Rd} = MAX[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$   
 $R_{b,N} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$ ,  $R_{b,M} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$   
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$   
 $R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$   
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$   
 $R_{b,LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$   
 $R_{max} = MAX[R_{MN,Rd}, (R_{b,N} + R_{b,M}), MAX[R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2}]] = 0.505 < 1.000$  .. OK

Shear Resistance  
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.010 < 1.000$ ..... OK  
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ ..... OK

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0023 > 0.0016$  (Membr:49, LCB: 2, Dir-X)..... OK

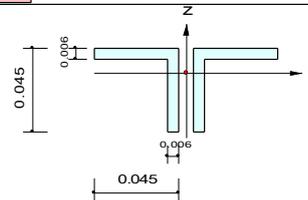
midas Gen

Steel Checking Result

<b>Company</b>	I.C.I.S Srl	<b>Project Title</b>	L2889-TdEspo
<b>Author</b>	BFC	<b>File Name</b>	teladLocComp.rngb

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN m
Member No	804
Material	S275 (Nb:1) ( $F_y = 275000$ , $E_s = 210000000$ )
Section Name	2L45x6 (Nb:3) (Built-up Section).
Member Length	: 0.70000



2. Member Forces

Axial Force	$F_x = -72.050$ (LCB: 1, PCS:I)
Bending Moments	$M_y = 0.00000$ , $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{y1} = 0.00000$ , $M_{y2} = 0.00000$ (for Lb) $M_{z1} = 0.00000$ , $M_{z2} = 0.00000$ (for Lz) $M_{z1} = 0.00000$ , $M_{z2} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{y1} = 0.00000$ (LCB: 1, PCS:J) $F_{z1} = 0.00000$ (LCB: 1, PCS:J)

Depth	0.04500	Web Thick	0.00600
Flg Width	0.04500	Flg Thick	0.00600
BTB Spacing	0.00800		
Area	0.00101	Asz	0.00045
Cyb	0.00050	Czb	0.00101
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.04900	Zbar	0.03155
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01365	rz	0.02215

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 0.70000$ , $L_z = 0.70000$ , $L_b = 0.00000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$ , $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$ , $C_{mz} = 1.00$ , $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio  
 $KL/r = 68.7 < 200.0$  (Membr:58, LCB: 1)..... OK

Axial Resistance  
 $N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 72.050/199.313 = 0.361 < 1.000$ ..... OK

Bending Resistance  
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/2.81066 = 0.000 < 1.000$ ..... OK  
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/4.60586 = 0.000 < 1.000$ ..... OK

Combined Resistance  
 $R_{MN,Rd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny,Rd}, M_{Edz}/M_{Nz,Rd}]$   
 $R_{b,N} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$ ,  $R_{b,M} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$   
 $R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{b,LT1} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{b,LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$   
 $R_{max} = \max[R_{MN,Rd}, (R_{b,N} + R_{b,M}), \max(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.361 < 1.000$  .. OK

Shear Resistance  
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ ..... OK  
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ ..... OK