



Committente

tecnici

Progetto definitivo

committente		FRI-EL S.p.a. Piazza della Rotonda 2 I-00186 Roma (RM)			
progetto		Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio denominato "Gravina - Serra del Corvo" e relative opere connesse ed infrastrutture indispensabili avente potenza pari a 200 MW nei Comuni di Genzano di Lucania (PZ) e Gravina in Puglia (BA)			
contenuto		Relazione Strutturale			
Redatto		modificato		scala	
MD	22.12.2021	a	MD	01.07.2022	Varie.
Controllato		b			
ron	20.07.2022	c			
elaborato n.		PD-R.8			
pagine 108		n. progetto 21-208	21_208_PSW_Gravina\stat\text\02\PD-R.8 relazione strutture 02.docx		

GM

Studio di Geologia Applicata e Geofisica Applicata

Dott. Geol. Gianpiero Monti

Dott. Geol. Gianpiero Monti

Via C. Battisti 21 – 83053 Sant'Andrea di Conza (AV)

tel. +39 0827 35 247

gianpiero.monti@alice.it



BETTIOL ING. LINO SRL

Società di Ingegneria

S.L.: Via G. Marconi 7 - 31027 Spresiano (TV)

S.O.: Via Panà 56ter - 35027 Noventa Padovana (PD)

Tel. 049 7332277 - Fax. 049 7332273

E-mail: bettiolinglinosrl@legalmail.it

patscheiderpartner

E N G I N E E R S

Ingegneri Patscheider & Partner S.r.l.

i-39024 mals/malles (bz) - glurnserstraße 5/k via glorenza

i-39100 bozen/bolzano - negrellistraße 13/c via negrelli

a-6130 schwaz - mindelheimerstraße 6

tel. +39 0473 83 05 05 – fax +39 0473 83 53 01

info@ipp.bz.it – www.patscheiderpartner.it

Indice

1. Introduzione	5
1.1 Premessa	5
1.2 Documentazione di progetto e riferimenti normativi.....	5
1.2.1 Riferimenti normativi	5
1.2.1.1 Normativa nazionale.....	5
1.2.1.2 Eurocodici.....	5
2. Materiali	6
2.1 Calcestruzzo.....	6
2.2 Acciaio per strutture in c.a.....	7
2.3 Acciaio per carpenteria metallica	7
3. Analisi dei carichi	7
3.1 Carichi permanenti	7
3.2 Carichi variabili	7
3.2.1 Azione del vento	8
3.2.2 Azione della neve.....	10
4. Coefficienti di sicurezza e combinazione delle azioni	11
4.1 Coefficienti di sicurezza.....	11
4.2 Combinazione delle azioni	12
5. Metodo di calcolo e verifica	13
6. Edificio di servizio Ovest	14
6.1 Premessa	14
6.2 Carichi	14
6.2.1 Carichi permanenti.....	14
6.2.2 Carichi variabili.....	14
6.3 Modello di calcolo e carichi applicati	15
6.3.1 Modello di calcolo.....	15
6.3.2 Carichi applicati.....	16
6.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	18
6.4.1 Solaio di copertura	18
6.4.2 Solaio mezzanino.....	20
6.4.3 Pareti.....	22
6.4.4 Fondazioni	25
6.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	26

6.5.1	Solaio di copertura	26
6.5.2	Solaio mezzanino.....	26
6.6	Pressioni sul terreno.....	27
7.	Sfioratore di superficie	28
7.1	Premessa	28
7.2	Carichi	28
7.2.1	Carichi permanenti	29
7.2.2	Carichi variabili.....	29
7.3	Modello di calcolo e carichi applicati	29
7.3.1	Modello di calcolo.....	29
7.3.2	Carichi applicati.....	30
7.4	Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	32
7.4.1	Solaio.....	32
7.4.2	Pareti.....	34
7.4.3	Platea.....	40
7.5	Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	43
7.5.1	Solaio.....	43
7.5.2	Platea di fondazione.....	44
7.6	Pressioni sul terreno.....	44
7.7	Travi passerella	44
8.	Opera di presa a monte	46
8.1	Premessa	46
8.2	Carichi	46
8.2.1	Carichi permanenti	46
8.2.2	Carichi variabili.....	46
8.3	Modello di calcolo e carichi applicati	47
8.3.1	Modello di calcolo.....	47
8.3.2	Carichi applicati.....	47
8.4	Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	48
8.4.1	Condotte circolari	48
8.4.2	Raccordo condotte	51
8.4.3	Strutture ingresso galleria	53
8.4.3.1	Parete.....	53
8.4.3.2	Platee	54
9.	Camera valvole	57

9.1	Premessa	57
9.2	Carichi	57
9.2.1	Carichi permanenti	57
9.2.2	Carichi variabili.....	58
9.3	Modello di calcolo e carichi applicati	58
9.3.1	Modello di calcolo.....	58
9.3.2	Carichi applicati.....	59
9.4	Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	62
9.4.1	Solaio di copertura	62
9.4.2	Pareti piano campagna	64
9.4.3	Solaio piano campagna.....	67
9.4.4	Pareti interratae	69
9.5	Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	72
9.5.1	Solaio copertura.....	72
9.5.2	Solaio piano campagna.....	72
9.5.3	Pareti interratae esterne.....	73
10.	Torino piezometrico.....	75
10.1	Premessa	75
10.2	Carichi	75
10.2.1	Carichi permanenti	75
10.2.2	Carichi variabili.....	75
10.3	Modello di calcolo e carichi applicati	76
10.3.1	Modello di calcolo.....	76
10.3.2	Carichi applicati.....	77
10.4	Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	79
10.4.1	Solaio di copertura	79
10.4.2	Pareti piano campagna	81
10.4.3	Pareti interratae	84
10.5	Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	86
10.5.1	Solaio copertura.....	86
10.5.2	Pareti interratae	87
11.	Pozzetto di deviazione	88
11.1	Premessa	88
11.2	Carichi	89
11.2.1	Carichi permanenti.....	89

11.2.2 Carichi variabili.....	89
11.3 Modello di calcolo e carichi applicati	89
11.3.1 Modello di calcolo.....	90
11.3.2 Carichi applicati.....	91
11.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	93
11.4.1 Pareti interratae	93
11.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)	95
11.5.1 Pareti interratae	95
12. Centrale di produzione energia.....	96
12.1 Premessa	96
12.2 Carichi	97
12.2.1 Carichi permanenti	97
12.2.2 Carichi variabili.....	97
12.3 Modello di calcolo e carichi applicati	98
12.3.1 Modello di calcolo.....	98
12.3.2 Carichi applicati.....	99
13. Opera di restituzione/presa	102
13.1 Premessa	102
13.2 Carichi	102
13.2.1 Carichi permanenti	102
13.2.2 Carichi variabili.....	103
13.3 Modello di calcolo e carichi applicati	103
13.3.1 Modello di calcolo.....	103
13.3.2 Carichi applicati.....	104
13.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)	105
13.4.1 Pareti interratae	105

1. Introduzione

1.1 Premessa

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle strutture dell'opera in oggetto. La zona interessata dal progetto d'intervento è al confine tra la Regione Puglia e la Regione Basilicata, ad una quota compresa tra 265 m s.l.m.m. (bacino inferiore) e 480 m s.l.m.m. (bacino superiore).

1.2 Documentazione di progetto e riferimenti normativi

1.2.1 Riferimenti normativi

1.2.1.1 Normativa nazionale

- [1] Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle <<Norme Tecniche per le Costruzioni>>" pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20.02.2018 - Suppl. Ordinario n° 8.

1.2.1.2 Eurocodici

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi specifici, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
- [3] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [4] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [5] UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture.

2. Materiali

Nel seguito si elencano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere la struttura.

2.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo C25/30

- $R_{ck} = 30$ MPa Valore caratteristico resistenza cubica
- $f_{ck} = 24.9$ MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica
- $f_{cm} = 32.9$ MPa Valore medio resistenza cilindrica
- $f_{ctm} = 2.56$ MPa Valore medio resistenza a trazione semplice
- $f_{ctfm} = 3.07$ MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione
- $\nu = 0.2$ Coefficiente di Poisson
- $E_{cm} = 31447$ MPa Modulo elastico
- $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza
- $\alpha_{cc} = 0.85$ Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
- $f_{cd} = 14.11$ MPa Resistenza di calcolo a compressione
- $f_{ctd} = 1.19$ MPa Resistenza di calcolo a trazione
- $\epsilon_{cu} = 0.0035$ Deformazione a rottura per il calcestruzzo
- $\epsilon_{c0} = 0.002$ Deformazione limite del calcestruzzo

Calcestruzzo C30/37

- $R_{ck} = 37$ MPa Valore caratteristico resistenza cubica
- $f_{ck} = 30.71$ MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica
- $f_{cm} = 38.7$ MPa Valore medio resistenza cilindrica
- $f_{ctm} = 2.94$ MPa Valore medio resistenza a trazione semplice
- $f_{ctfm} = 3.56$ MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione
- $\nu = 0.2$ Coefficiente di Poisson
- $E_{cm} = 33019$ MPa Modulo elastico
- $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente parziale di sicurezza
- $\alpha_{cc} = 0.85$ Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
- $f_{cd} = 17.40$ MPa Resistenza di calcolo a compressione

- $f_{ctd} = 1.37$ MPa Resistenza di calcolo a trazione
- $\epsilon_{cu} = 0.0035$ Deformazione a rottura per il calcestruzzo
- $\epsilon_{c0} = 0.002$ Deformazione limite del calcestruzzo

2.2 Acciaio per strutture in c.a.

Acciaio per c.a. B450C

- $f_{yk, nom} = 450$ MPa Valore nominale tensione caratteristica di snervamento
- $f_{tk, nom} = 540$ MPa Valore nominale della tensione caratteristica di rottura
- $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente parziale di sicurezza
- $E_s = 210000$ MPa Modulo elastico
- $f_{yd} = 391.3$ MPa Resistenza di calcolo
- $\epsilon_{su} = 0.01$ Deformazione a rottura per l'acciaio

2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per carpenteria metallica S235

- $f_{yk} = 235$ MPa Valore nominale tensione caratteristica di snervamento
- $f_{yk} = 360$ MPa Valore nominale tensione caratteristica a rottura
- $E_s = 210000$ MPa Modulo elastico

3. Analisi dei carichi

3.1 Carichi permanenti

I valori dei carichi permanenti considerati nelle diverse parti dell'impianto sono riportati nei relativi capitoli.

3.2 Carichi variabili

I valori dei carichi variabili considerati nelle diverse parti dell'impianto sono riportati nei relativi capitoli. Di seguito si determina la sola azione del carico vento e del carico neve.

3.2.1 Azione del vento

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	25	1000	0,4
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			480
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} \cdot (1 + k_a(a_s/a_0 - 1))$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25,000
α_R (T_R)			1,039
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,981



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di forma)
C_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

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

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

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

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

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

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

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

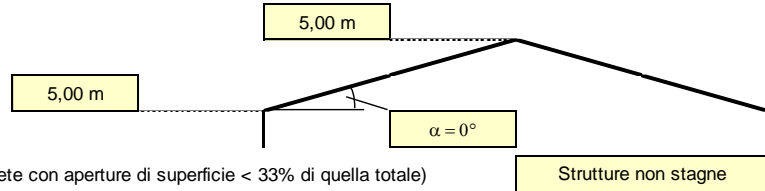
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	D	480

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0,19	0,05	4	1

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

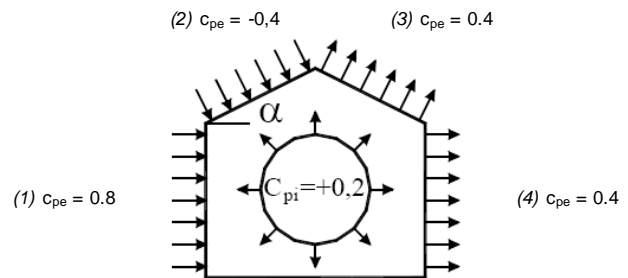
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

z [m]	c _e
z ≤ 4	1,801
z = 5	1,929
z = 5	1,929

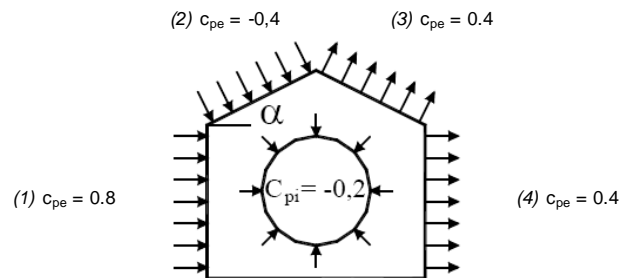


Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

(1)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,488
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0,60	-0,488
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,488
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0,60	0,488



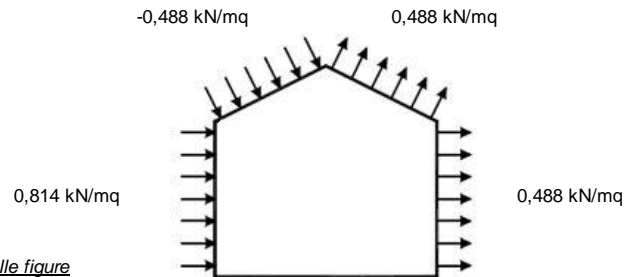
(1)	c _p	p [kN/mq]
	1,00	0,814
(2)	c _p	p [kN/mq]
	-0,20	-0,163
(3)	c _p	p [kN/mq]
	0,20	0,163
(4)	c _p	p [kN/mq]
	0,20	0,163



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,814
(2)	-0,488
(3)	0,488
(4)	0,488

N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure



3.2.2 Azione della neve

Quota bacino superiore $a_s=480$ m s.l.m.m.

Quota bacino inferiore $a_s=265$ m s.l.m.m

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

<input type="radio"/>	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50$ kN/mq $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ m $a_s > 200$ m
<input type="radio"/>	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza, Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	$q_{sk} = 1,50$ kN/mq $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ m $a_s > 200$ m
<input checked="" type="radio"/>	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{sk} = 1,00$ kN/mq $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ m $a_s > 200$ m
<input type="radio"/>	Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{sk} = 0,60$ kN/mq $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/mq	$a_s \leq 200$ m $a_s > 200$ m

q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$ μ_i (coefficiente di forma) q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq]) C_E (coefficiente di esposizione) C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	480
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,70

Coefficiente termico

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

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Are in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

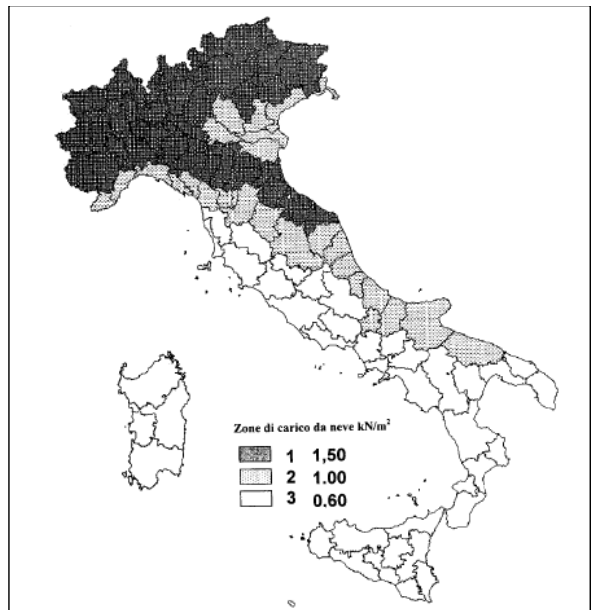
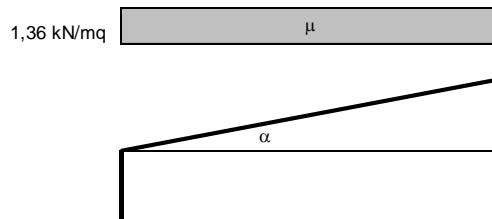
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,70
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----



4. Coefficienti di sicurezza e combinazione delle azioni

Di seguito si riportano le combinazioni di carico e i coefficienti previsti dalla norma in vigore.

4.1 Coefficienti di sicurezza

Calcestruzzo armato normale: $\gamma_M = 1,50$

Acciaio da cemento armato: $\gamma_M = 1,15$

Acciaio laminato:	$\gamma_{M0} = 1,05$
Collegamenti bullonati:	$\gamma_{M2} = 1,25$
Legno lamellare:	$\gamma_M = 1,45$
Legno massiccio:	$\gamma_M = 1,50$

4.2 Combinazione delle azioni

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Si riporta di seguito una tabella con i valori dei coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi di equilibrio come corpo rigido (EQU), strutturali (STR) e geotecnici (GEO).

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

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

Si riportano, nella tabella seguente, i valori dei coefficienti di combinazione.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{ij}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5. Metodo di calcolo e verifica

La valutazione delle sollecitazioni negli elementi, come anche il calcolo delle deformazioni e le verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio sono state condotte tramite il programma FE SCIA ESA PT. Per la valutazione dello stato deformativo e tensionale delle strutture di fondazione è stata modellata l'intera struttura. Modelli parziali della costruzione sono stati implementati per la verifica di parti di essa.

6. Edificio di servizio Ovest

6.1 Premessa

L'edificio dei servizio è costituito da una struttura in cemento armato a pianta rettangolare di dimensioni 16,0 m x 12,0 m e altezza 6,50 m. L'ambiente interno è diviso in parte, da un solaio mezzanino, che fa da chiusura di tre vani. Le fondazioni sono del tipo nastriforme con spessore $s=50$ cm e larghezza variabile a seconda delle necessità statiche. Le pareti esterne hanno spessore $s=30$ cm. Il solaio mezzanino ha spessore $s=25$ cm. Il solaio di copertura ha spessore $s=40$ cm.

6.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

6.2.1 Carichi permanenti

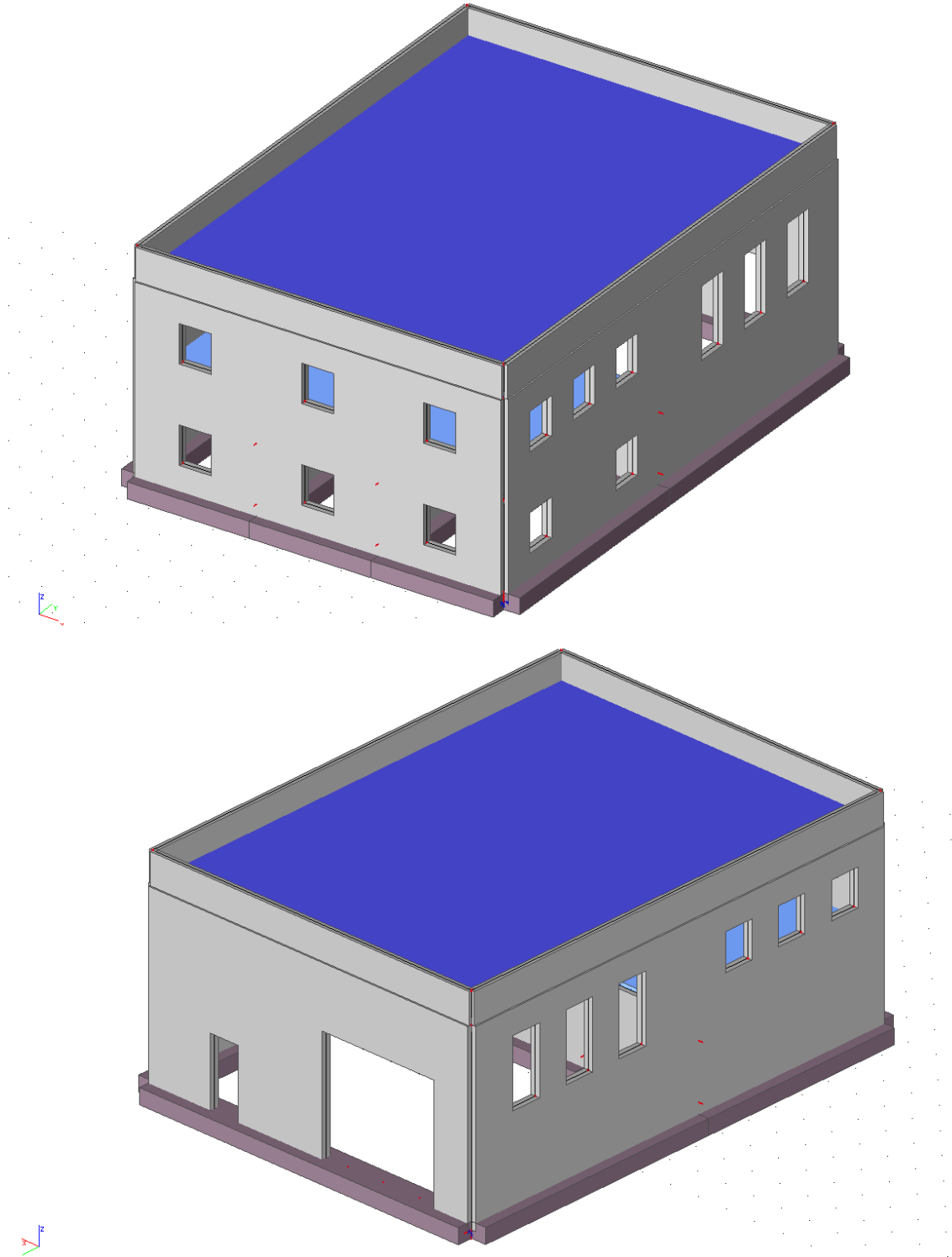
Sovraccarico permanente sul solaio mezzanino	$g_2 =$	3,00 kN/m ²
Sovraccarico permanente terreno sul solaio di copertura	$g_3 = 20 \times 0,5 =$	10,00 kN/m ²

6.2.2 Carichi variabili

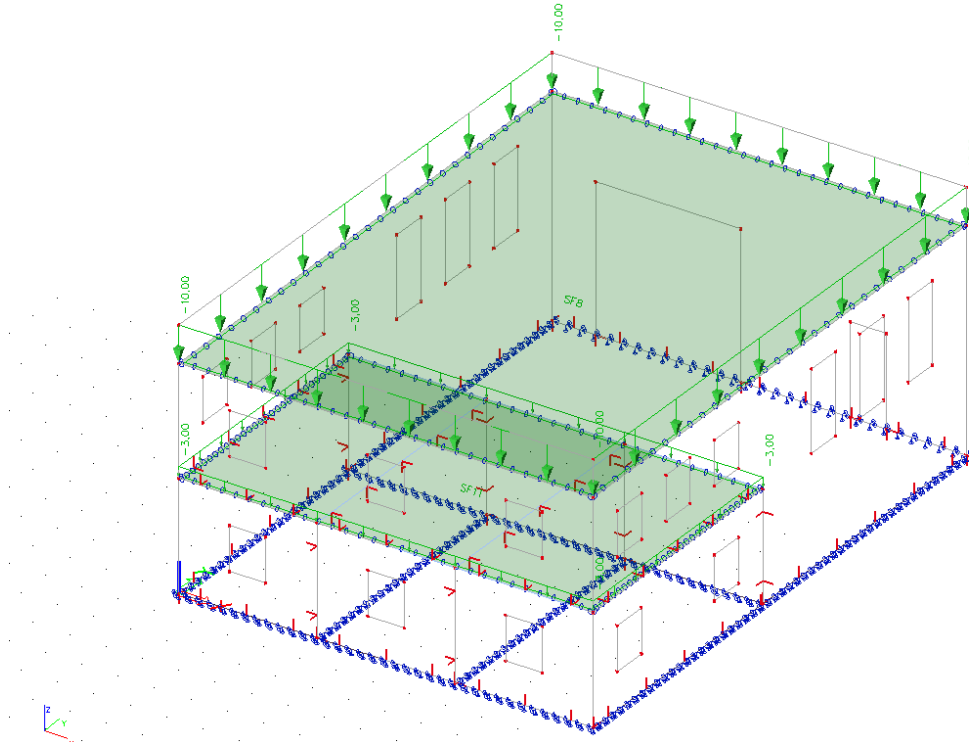
Sovraccarico variabile sul solaio mezzanino	$q_1 =$	5,00 kN/m ²
Sovraccarico variabile sul solaio di copertura	$q_2 =$	1,00 kN/m ²
Sovraccarico variabile neve	$q_3 =$	1,70 kN/m ²

6.3 Modello di calcolo e carichi applicati

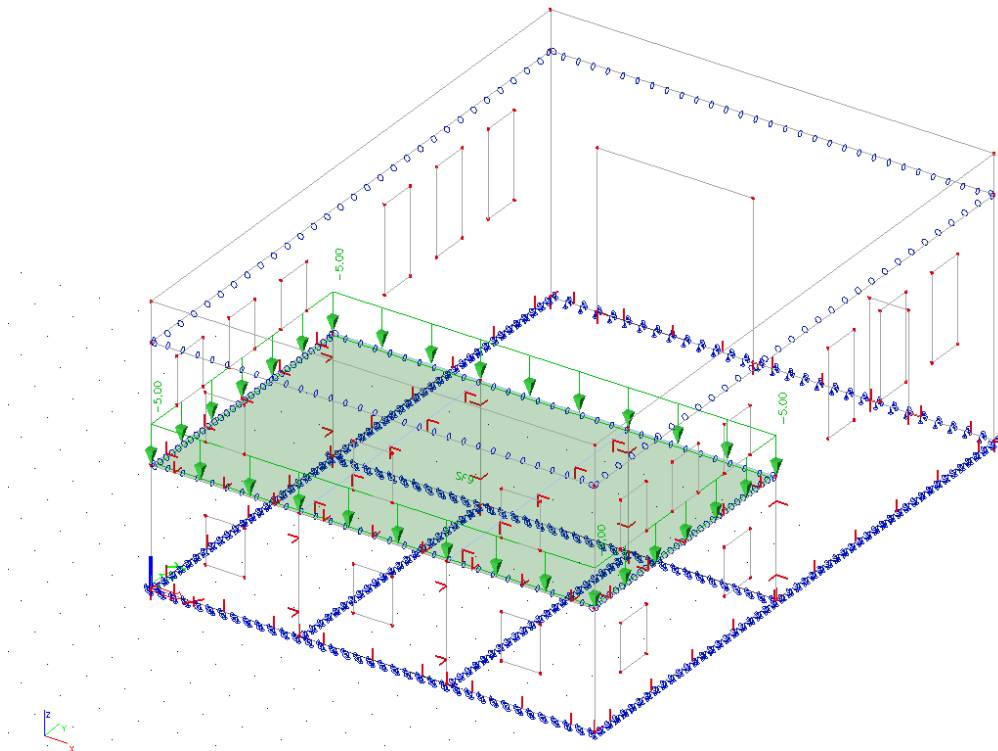
6.3.1 Modello di calcolo



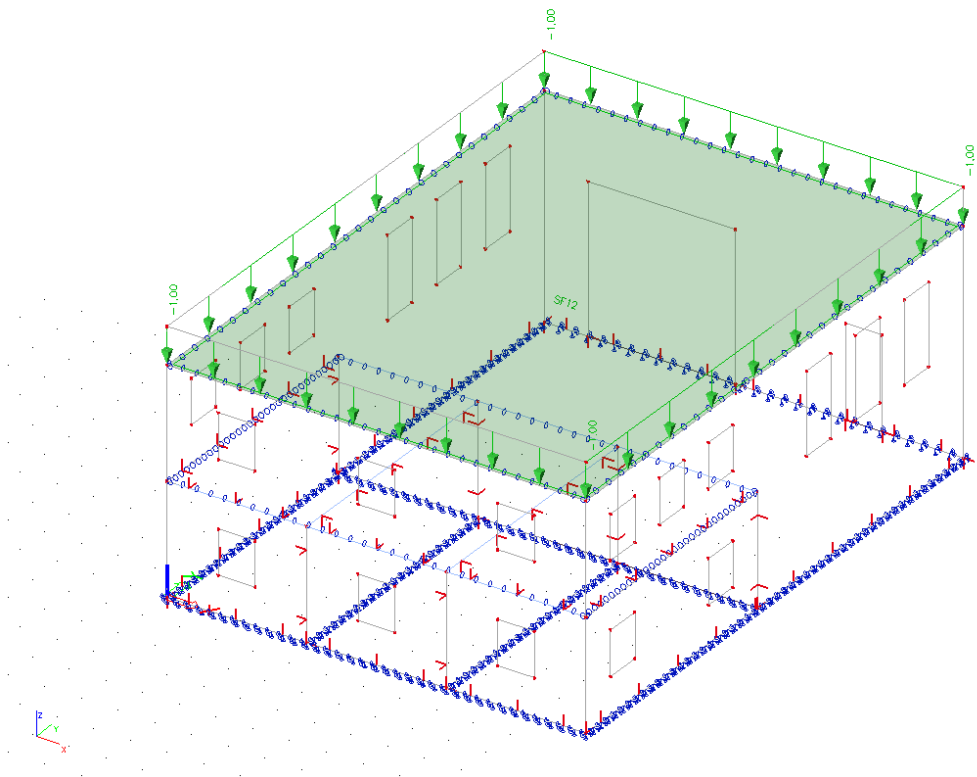
6.3.2 Carichi applicati



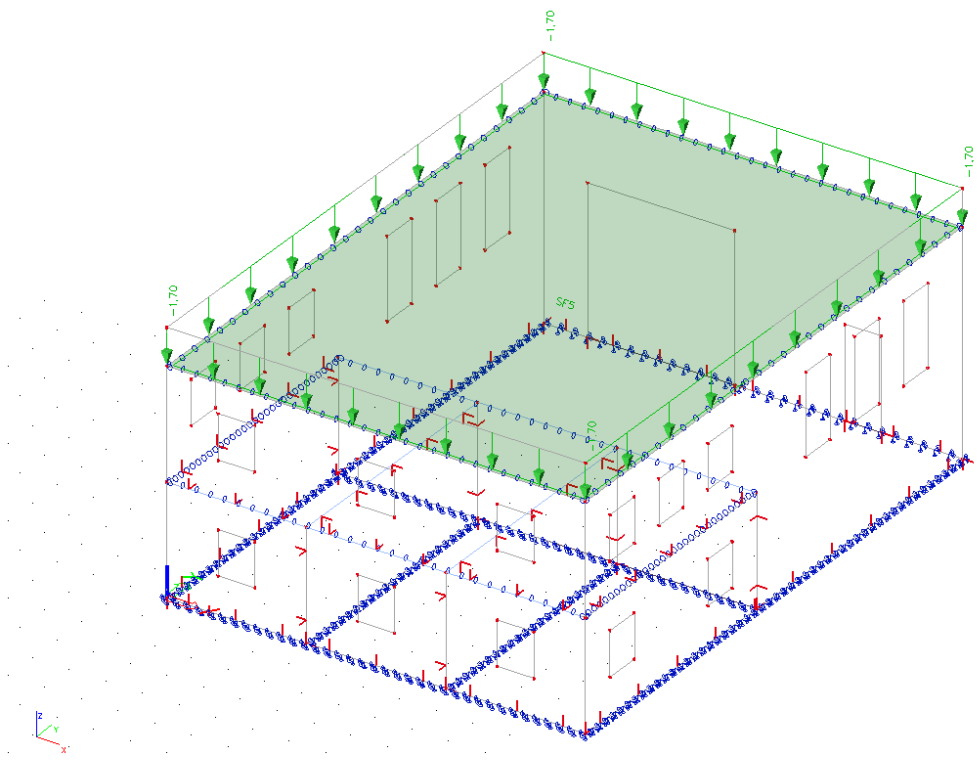
Sovraccarichi permanenti.



Sovraccarichi variabili di servizio.



Sovraccarico variabile in copertura.

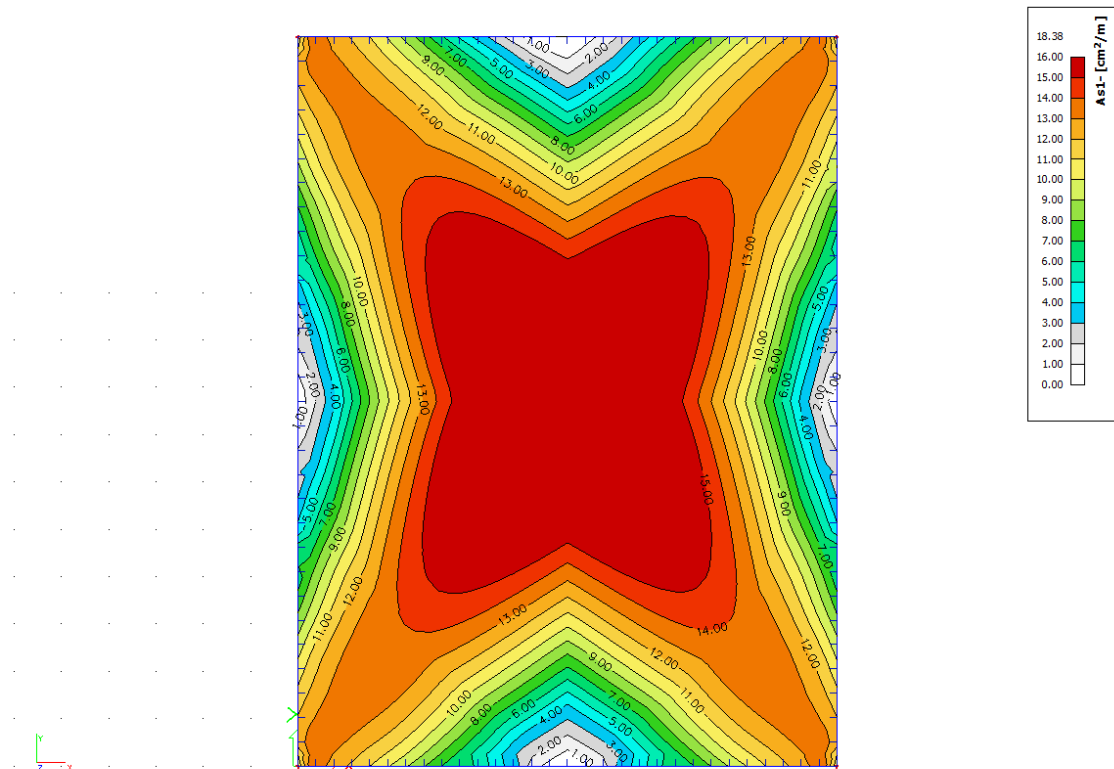


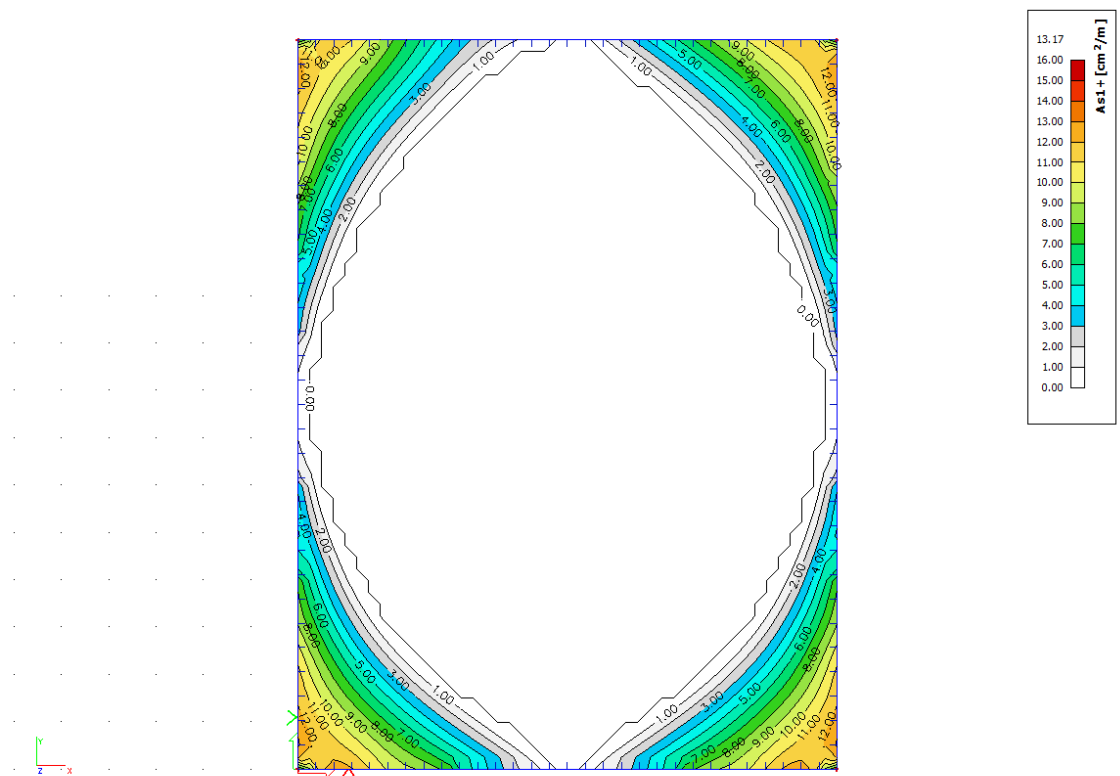
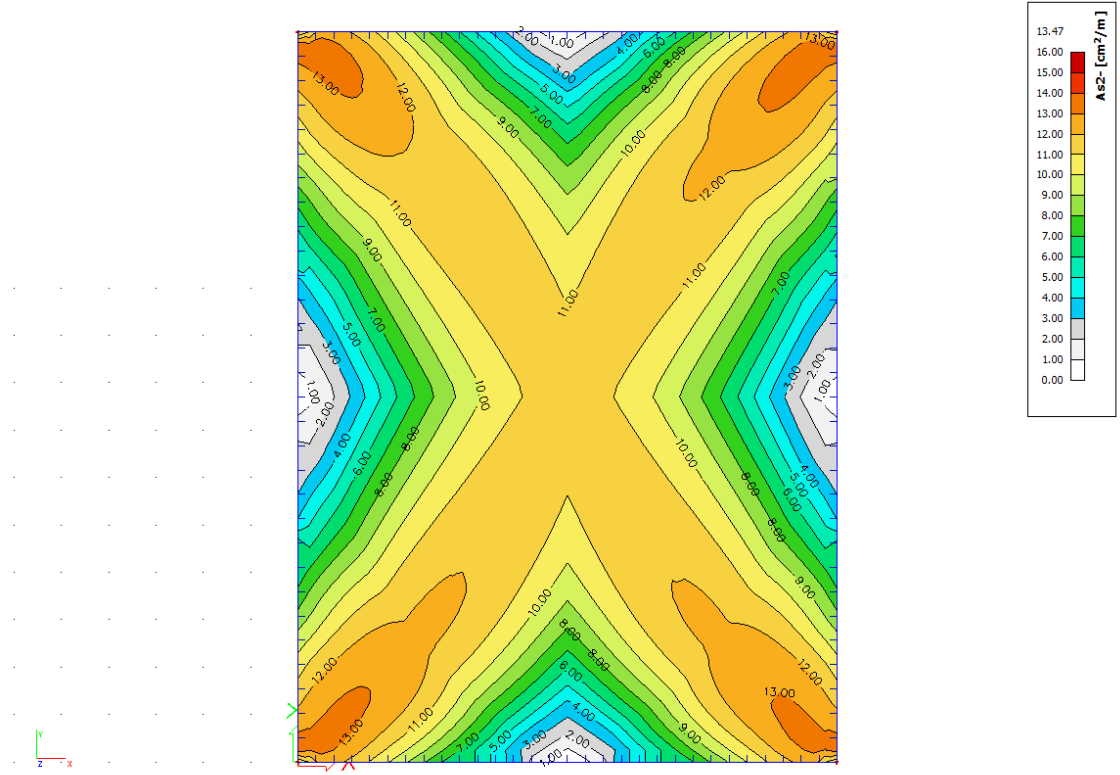
Sovraccarico variabile neve.

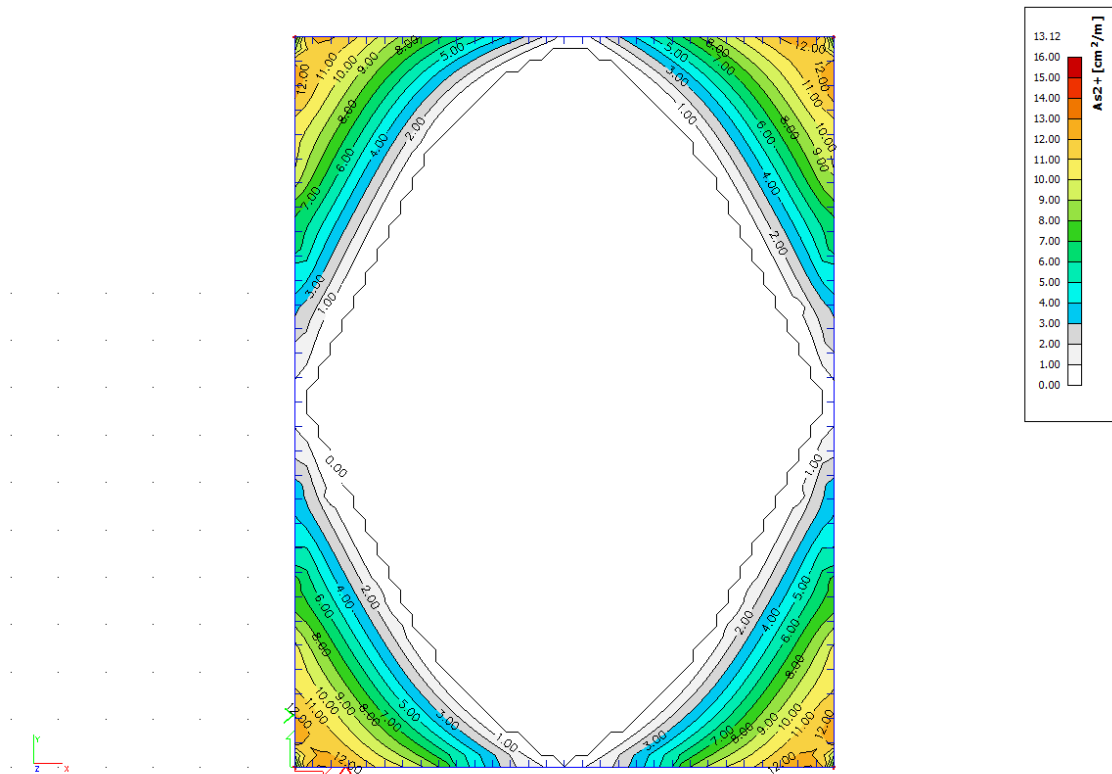
6.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

6.4.1 Solaio di copertura

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.

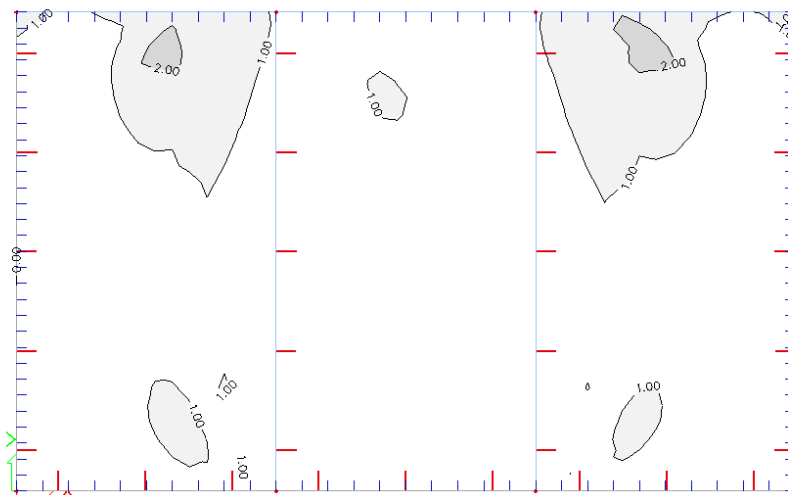
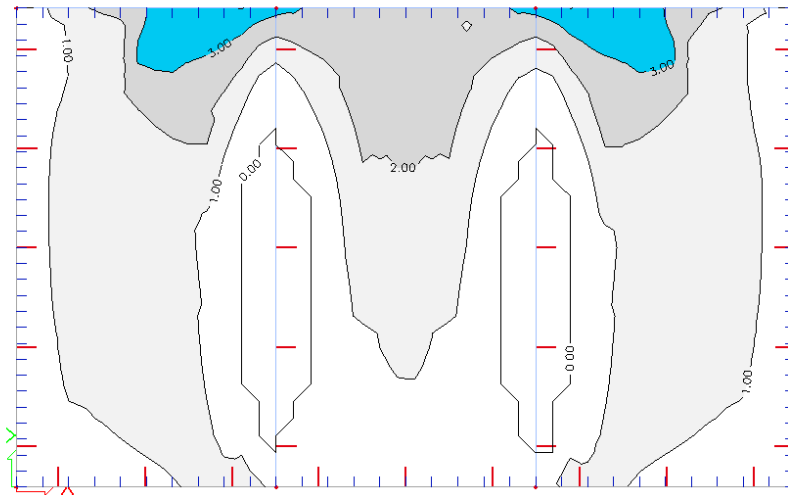


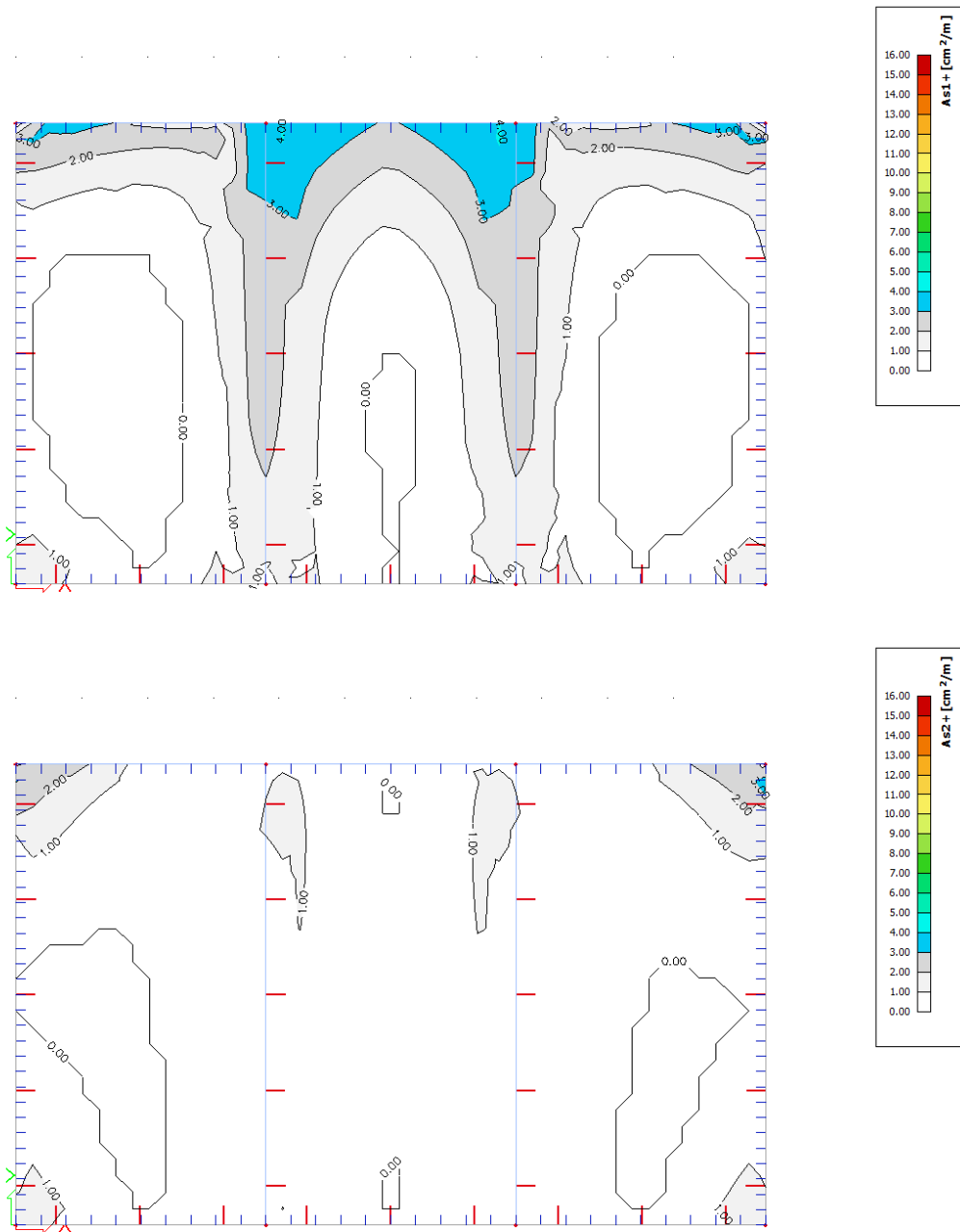




6.4.2 Solaiο mezzanino

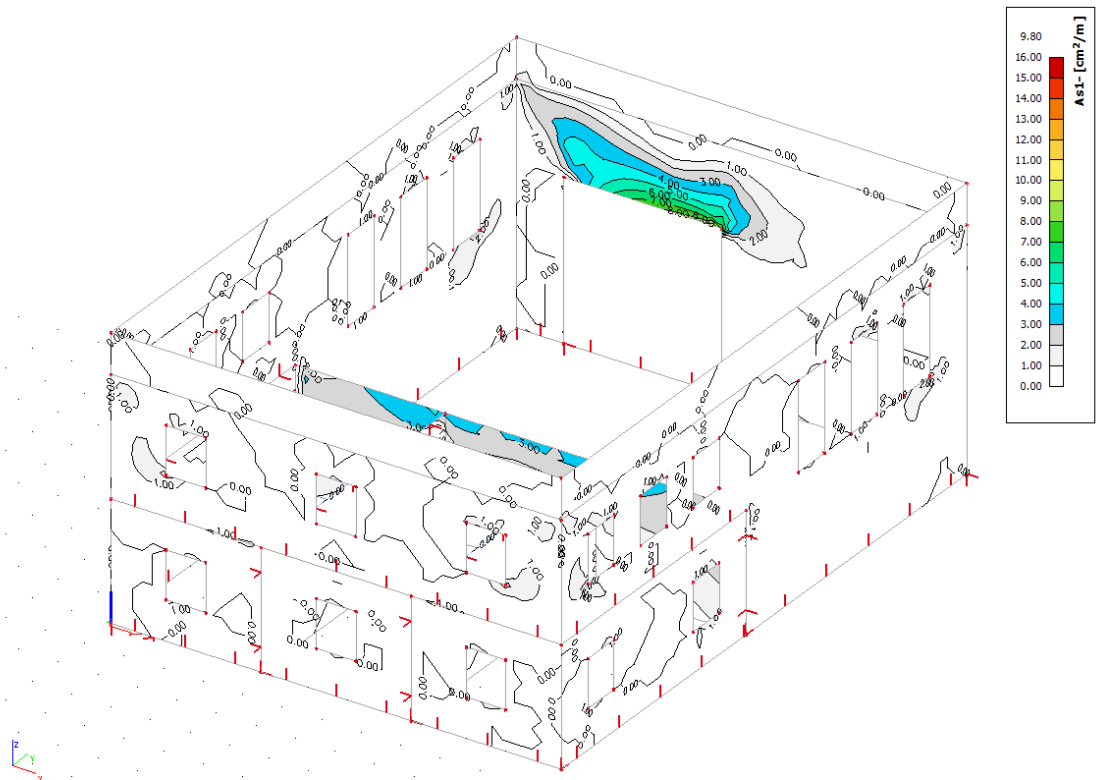
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.



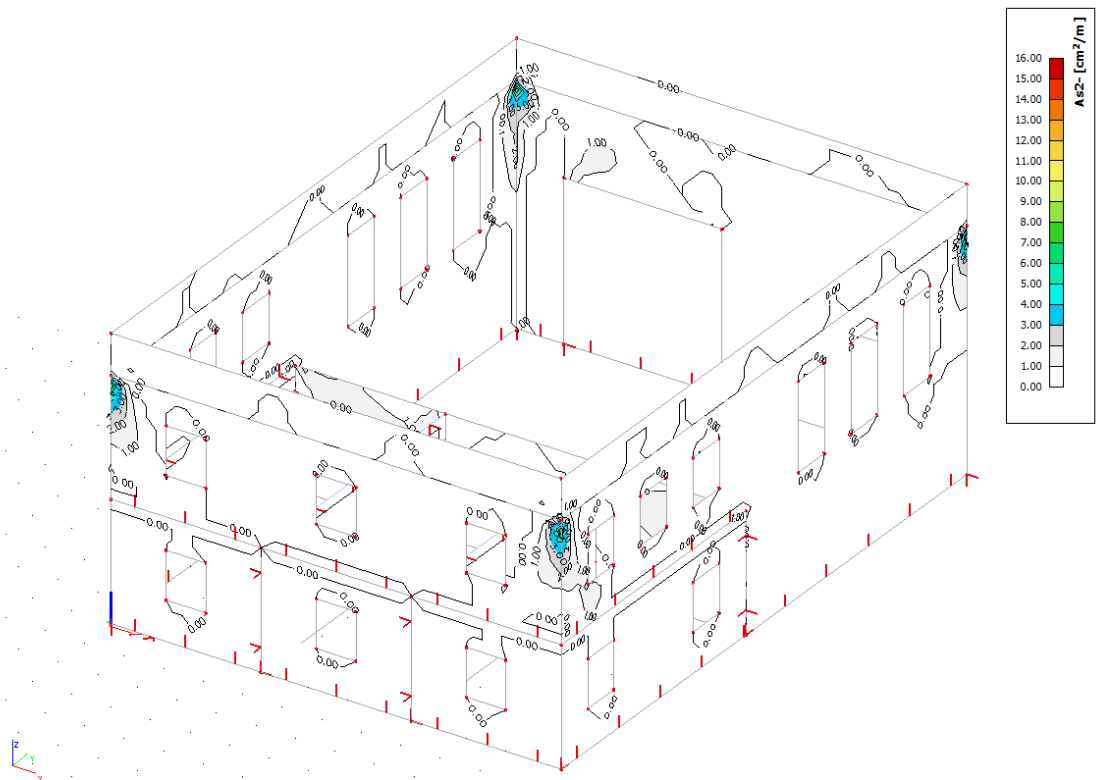


6.4.3 Pareti

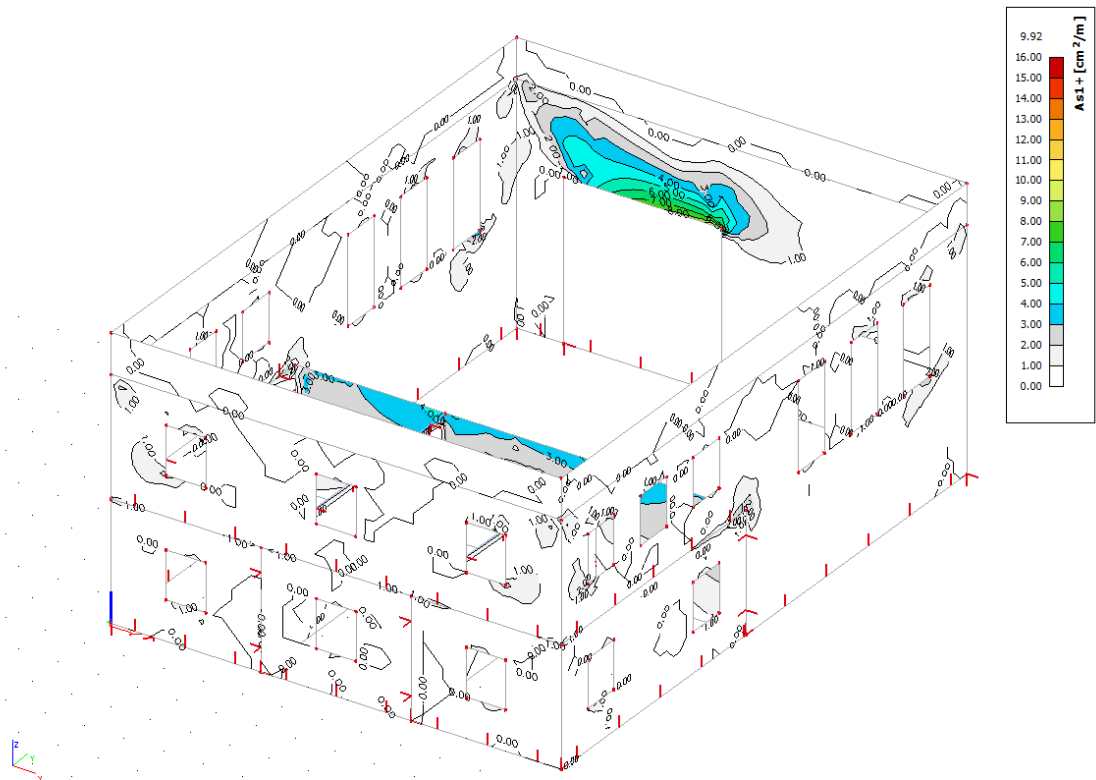
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sul lato interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



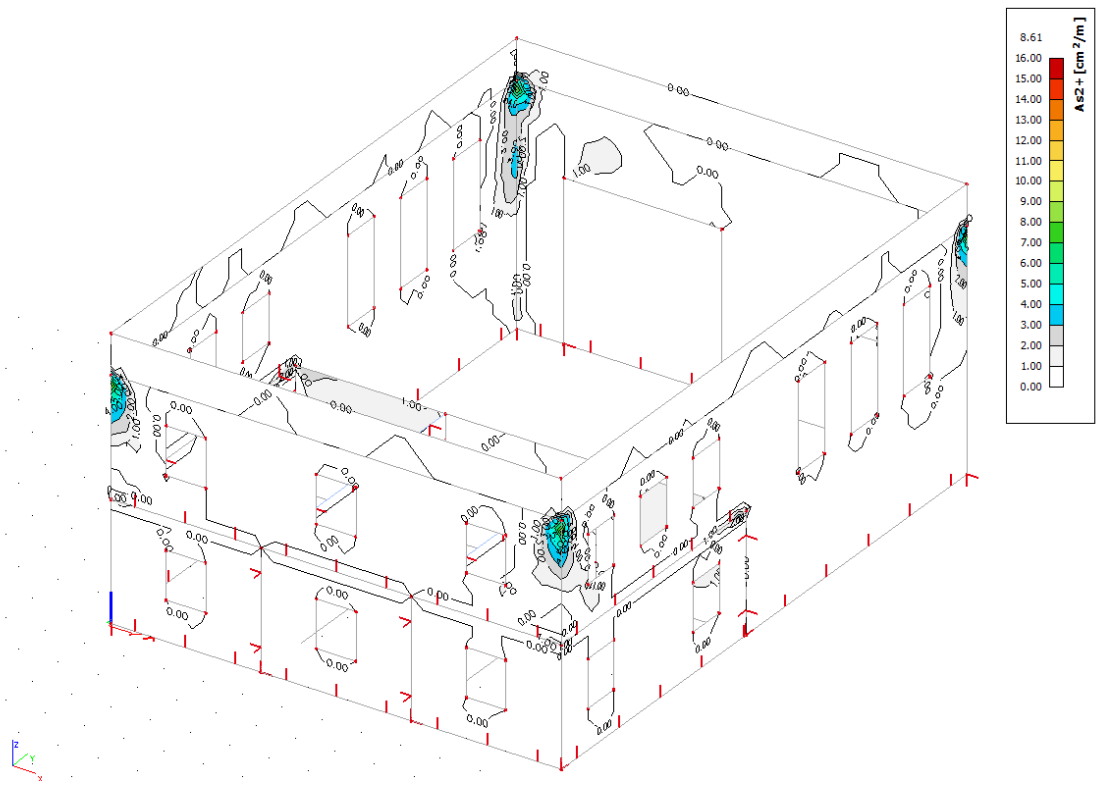
Armatura orizzontale sul lato interno,



Armatura verticale sul lato interno,



Armatura orizzontale sul lato esterno.

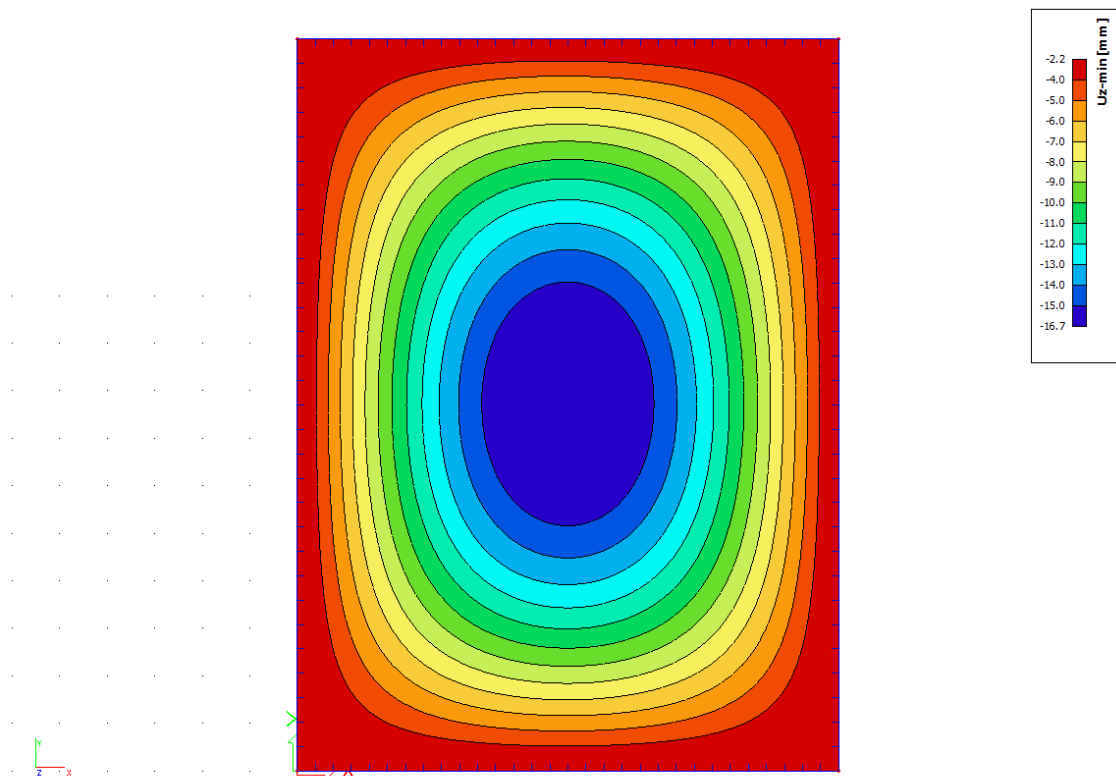


Armatura verticale sul lato esterno.

6.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

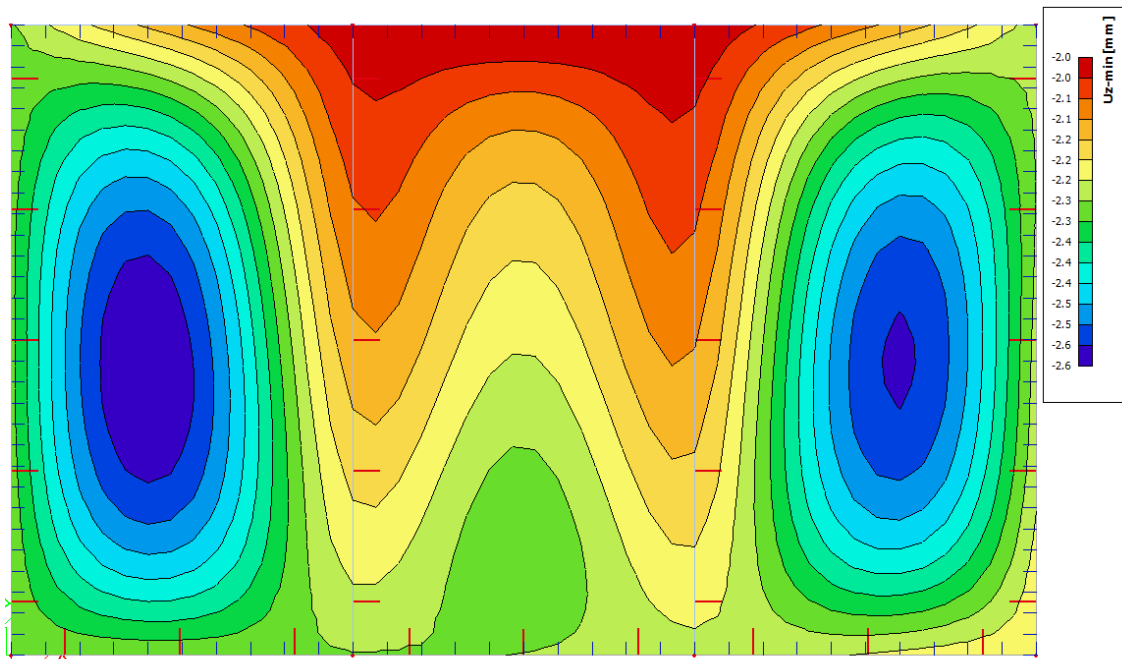
6.5.1 Solaio di copertura

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è circa $u_z=17$ mm. Lo spostamento a lungo termine è circa 3 volte quello istantaneo e risulta circa 51 mm. Si prevede una controfreccia pari a 20 mm.



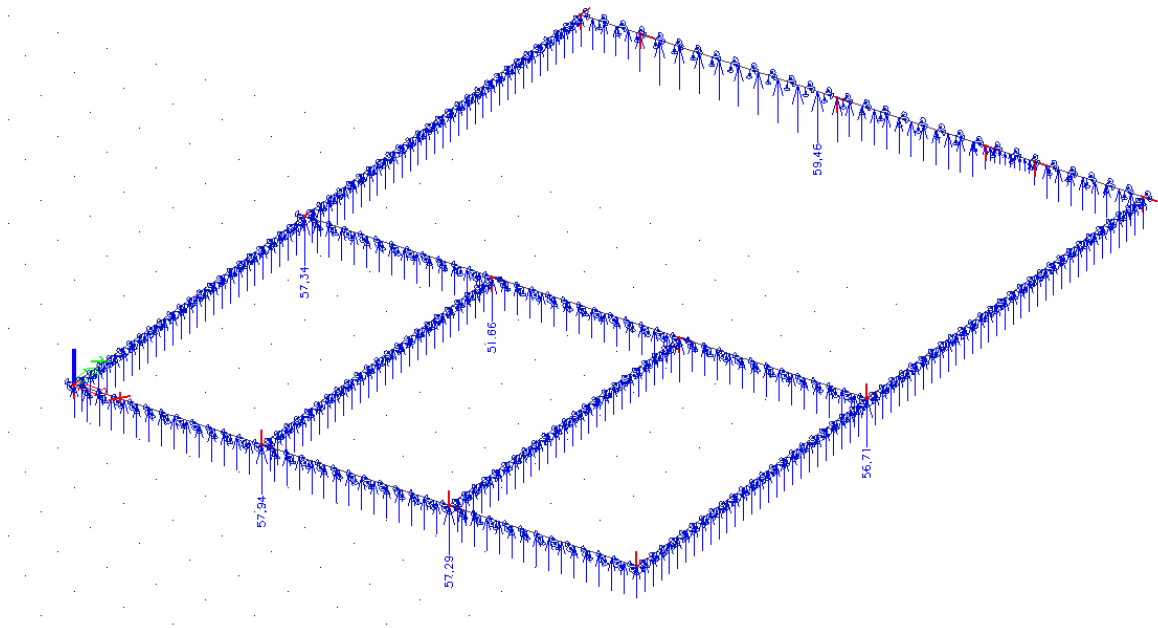
6.5.2 Solaio mezzanino

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è circa $u_z=3$ mm. Lo spostamento a lungo termine è circa 3 volte quello istantaneo e risulta circa 10 mm, valore che si ritiene accettabile.



6.6 Pressioni sul terreno

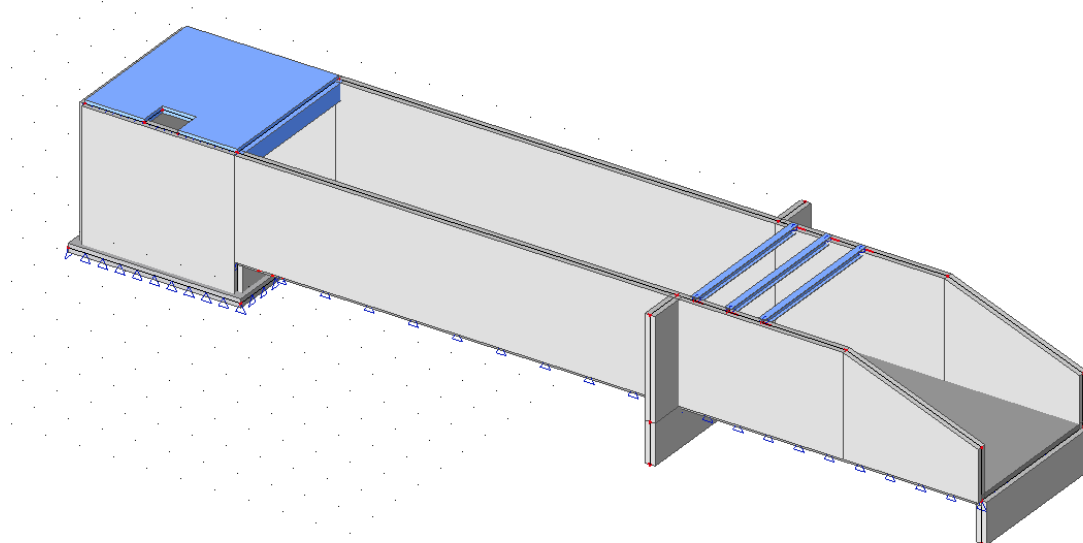
Si riportano di seguito le reazioni del terreno allo Sato Limite Ultimo. La larghezza delle fondazioni è $b=1,00$ m e quindi la pressione massima sul terreno risulta pari a $p_d=59,46$ kN/m², che si ritiene accettabile per il terreno in esame.



7. Sfioratore di superficie

7.1 Premessa

Si tratta di una struttura realizzata in calcestruzzo armato normale. È costituita da platee di fondazioni, muri e solai. Sul canale sono posizionate tre travi che realizzano la struttura portante di un ponticello.



Gli spessori degli elementi sono i seguenti:

- platea vano chiuso $s=25$ cm;
- platea canale $s=30$ cm;
- muri vano $s=25$ cm;
- muri canale $s=30$ cm;
- setti $s=30$ cm;
- solaio $s=20$ cm;
- travi ponte HEB 200 (acciaio 235).

Tutti gli elementi in calcestruzzo appartengono alla classe C25/30.

7.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

7.2.1 Carichi permanenti

Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$.

Peso impalcato (oltre le travi principali) $g_2 = 16,70 \text{ kN/m}^2$

7.2.2 Carichi variabili

Peso e spinta dell'acqua

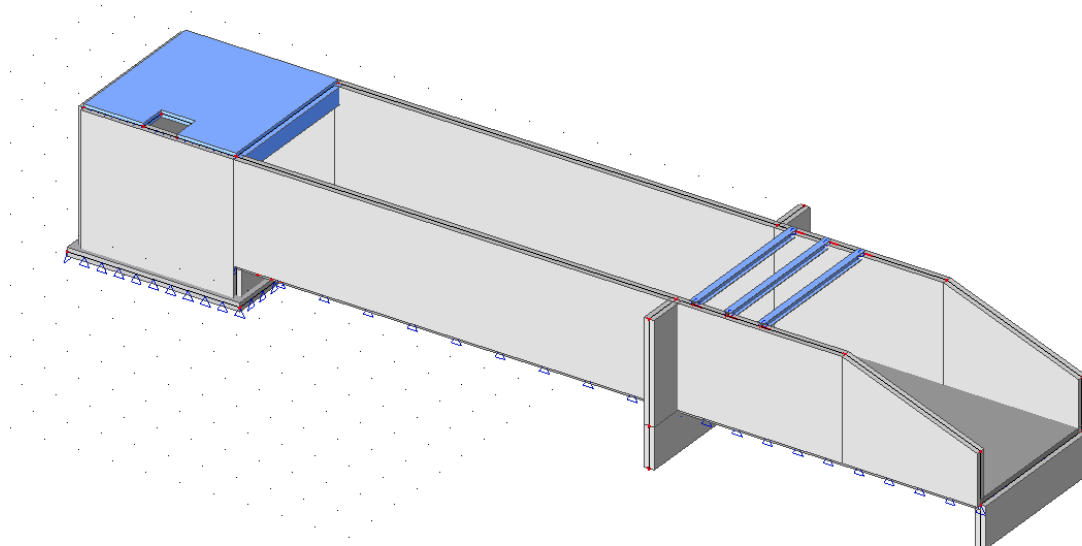
Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$.

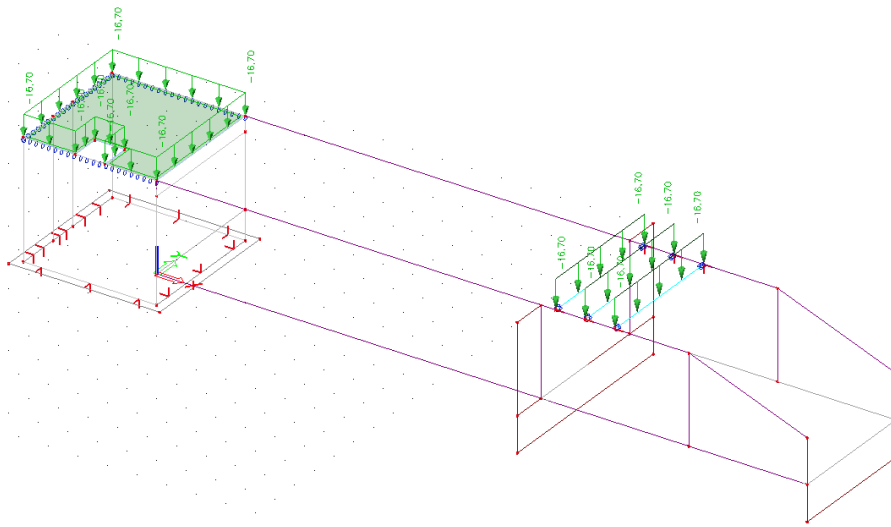
Carico variabile sul ponte $q_1 = 16,70 \text{ kN/m}^2$

Carico neve $q_2 = 1,70 \text{ kN/m}^2$

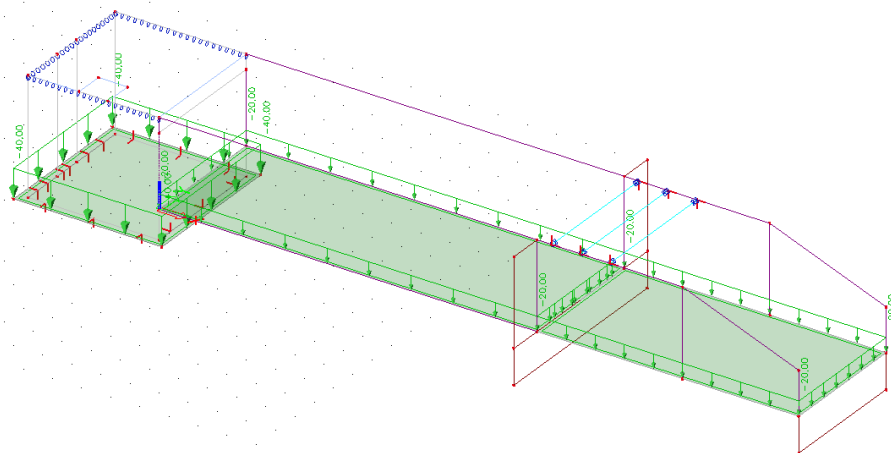
7.3 Modello di calcolo e carichi applicati

7.3.1 Modello di calcolo

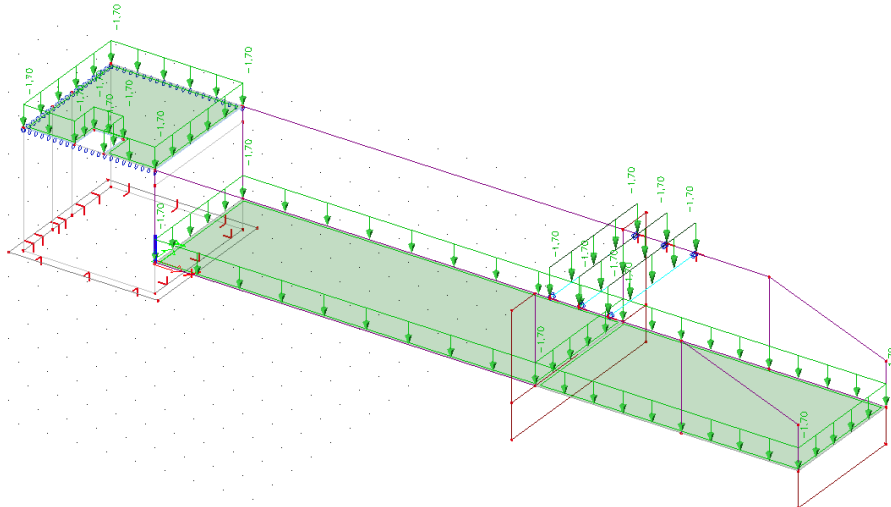




Sovraccarico variabile solai.



Sovraccarico variabile acqua.

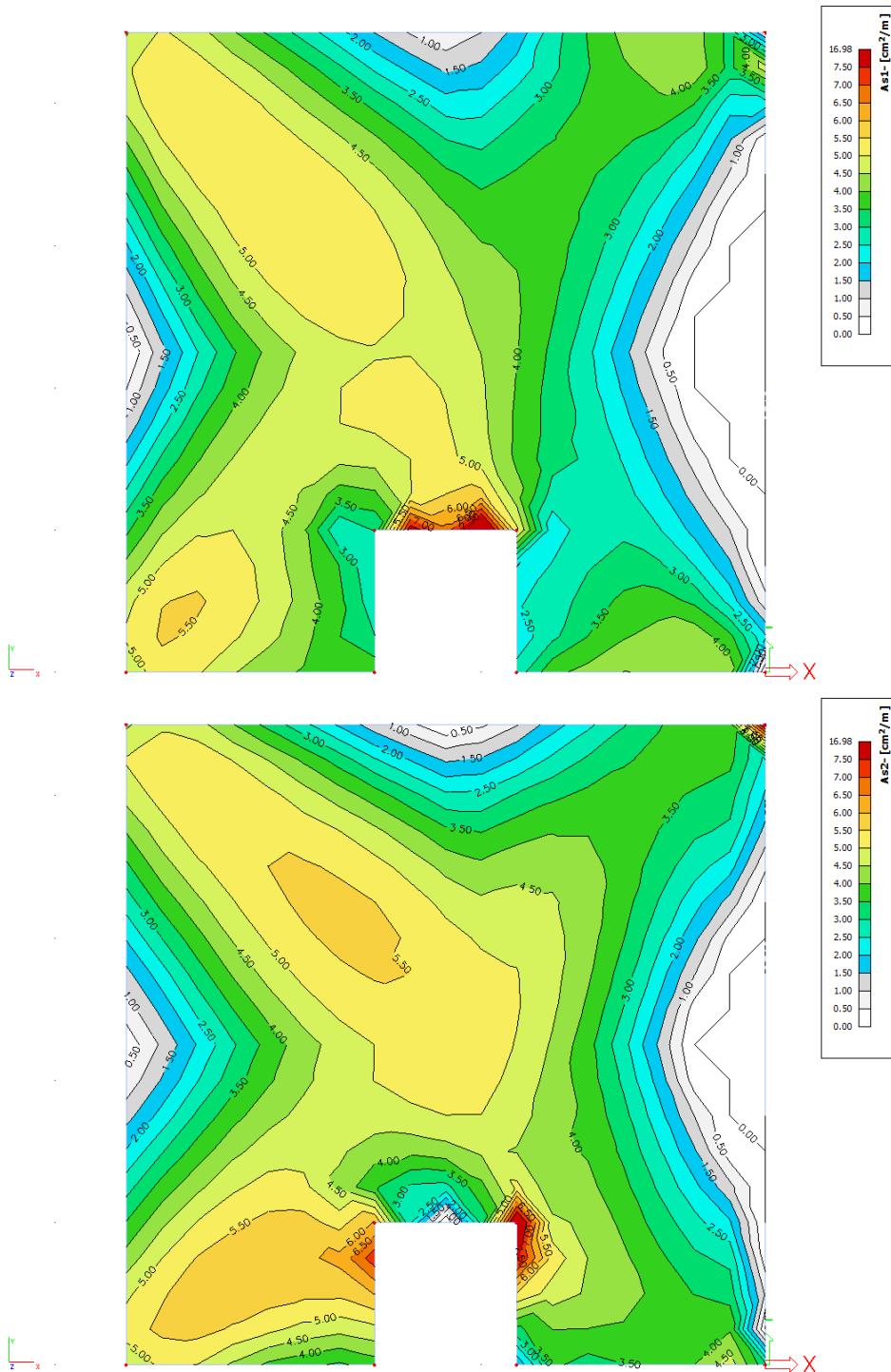


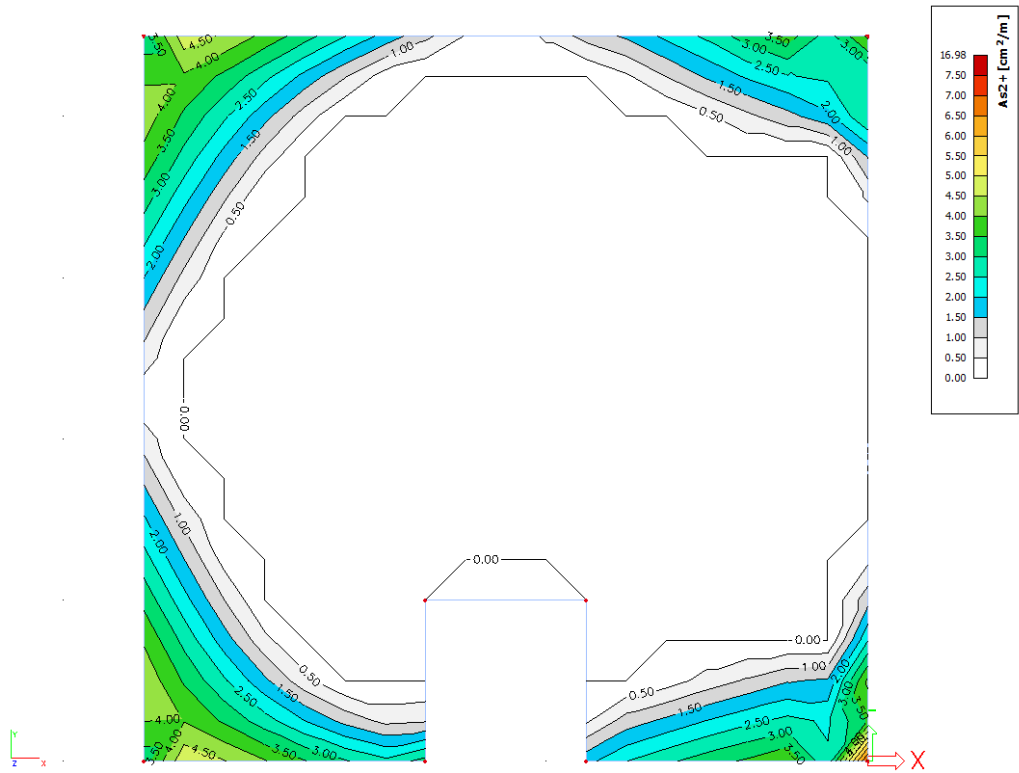
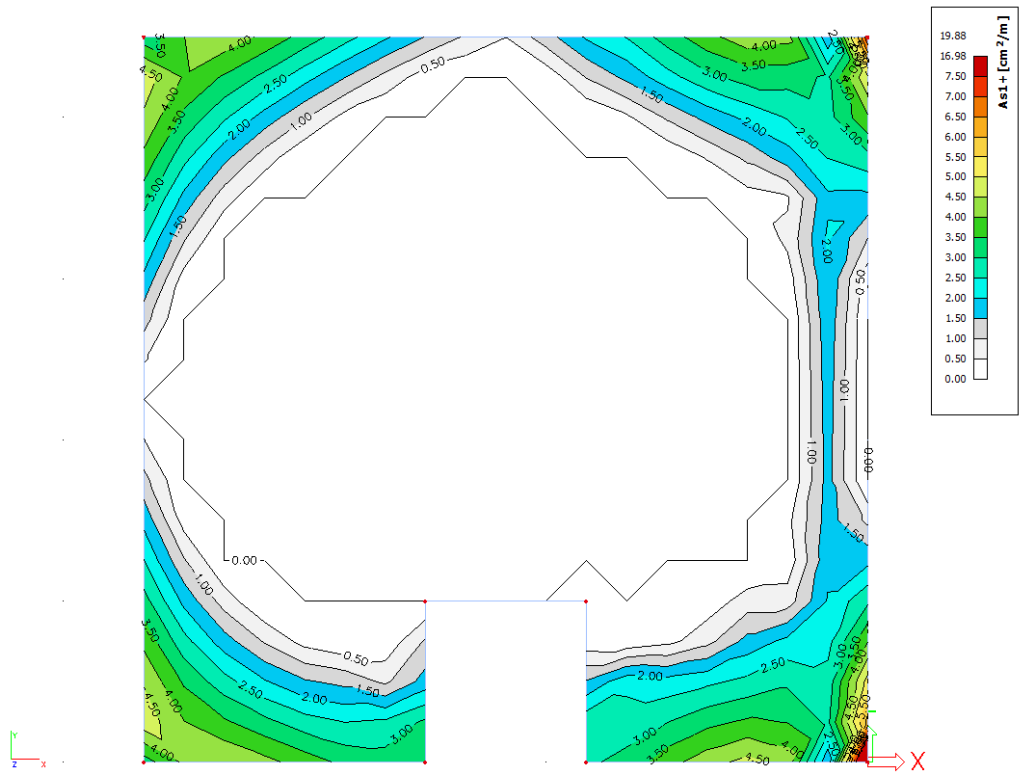
Sovraccarico variabile neve.

7.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

7.4.1 Solai

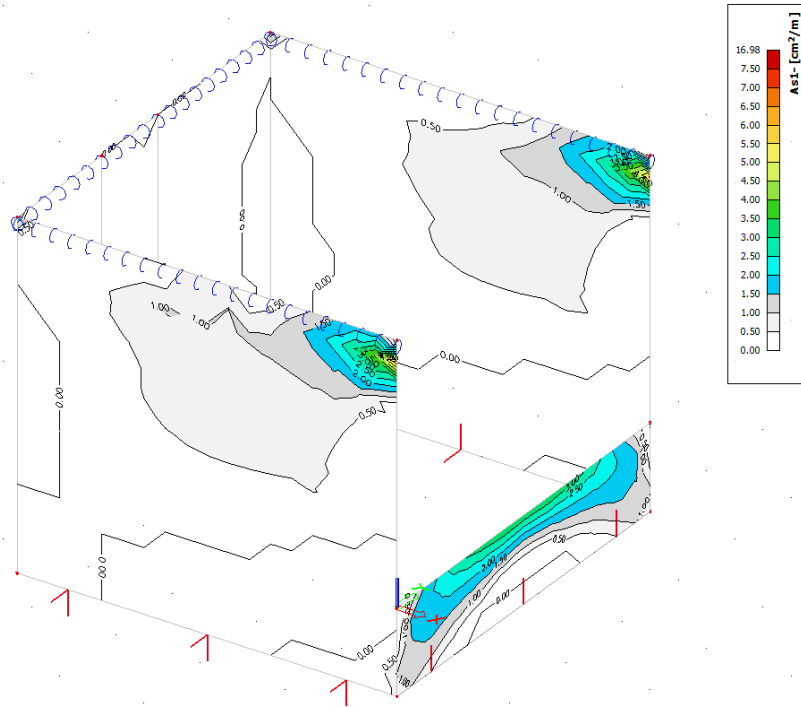
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.



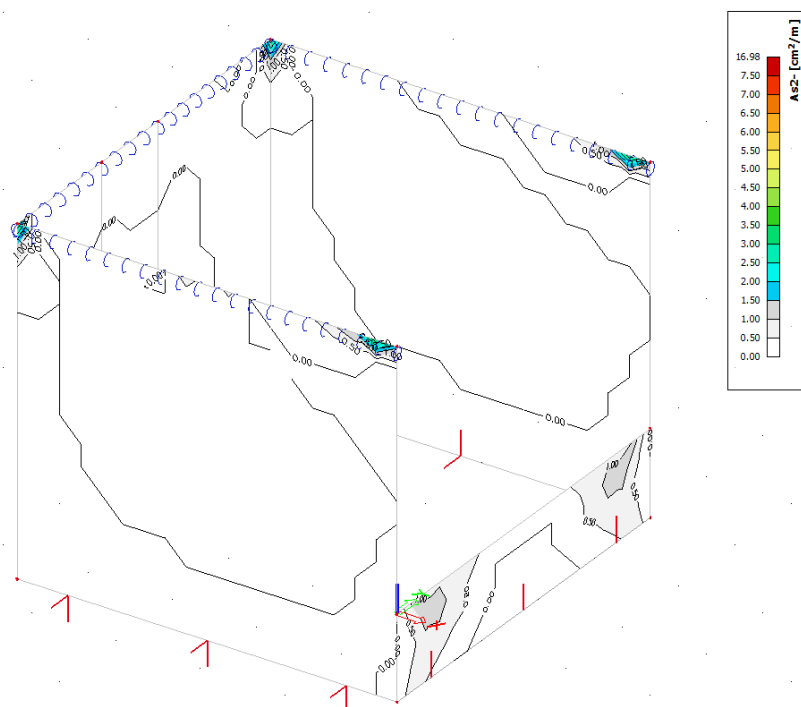


7.4.2 Pareti

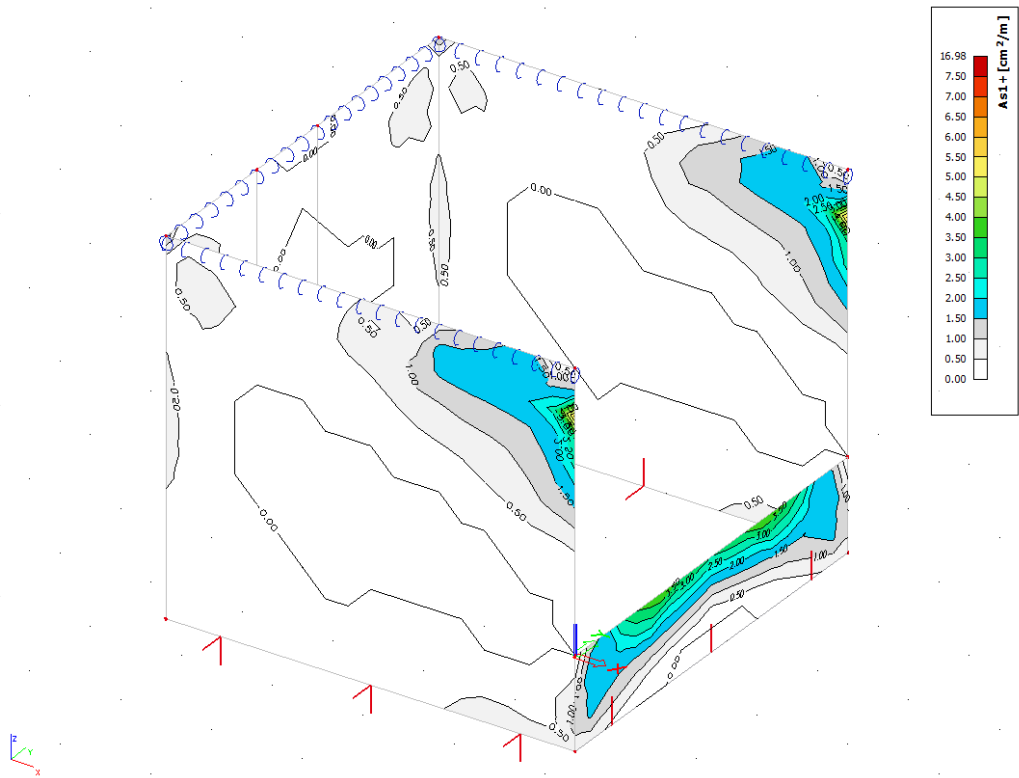
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sul lato interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



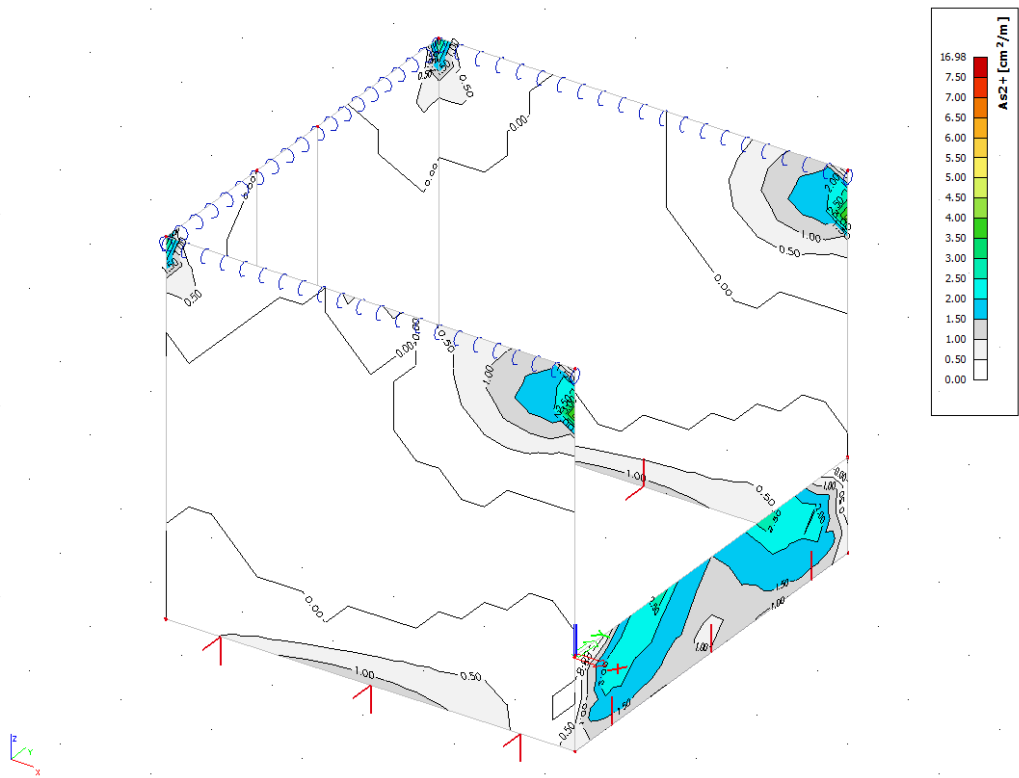
Armatura orizzontale sul lato interno,



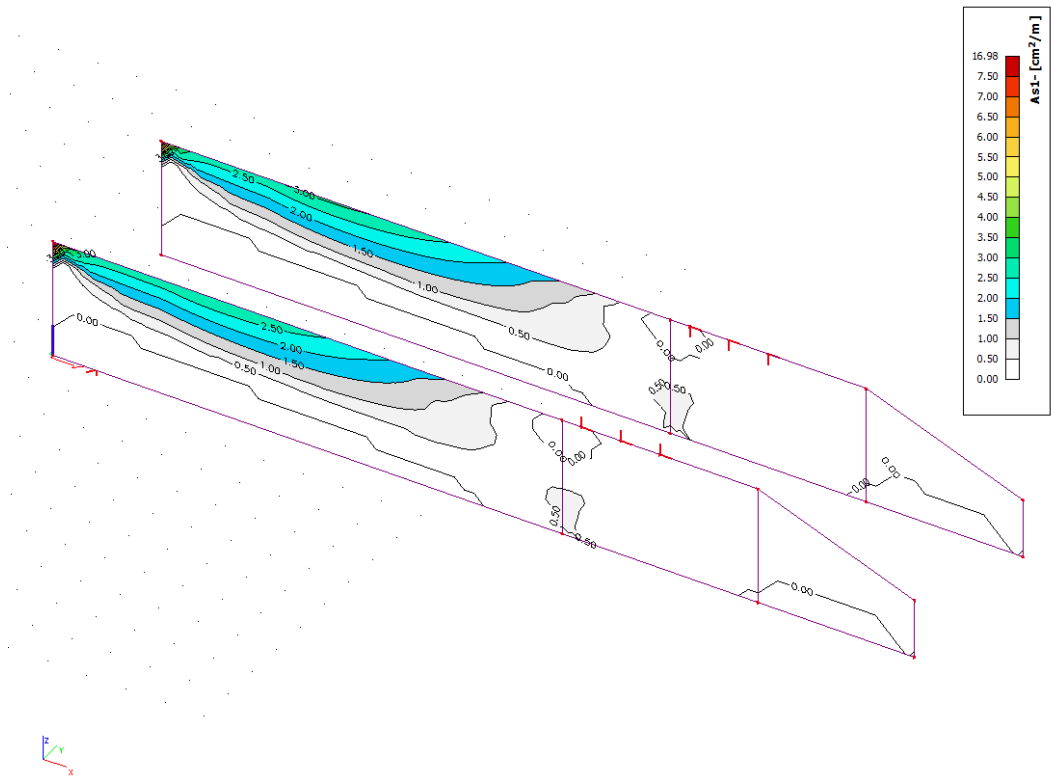
Armatura verticale sul lato interno,



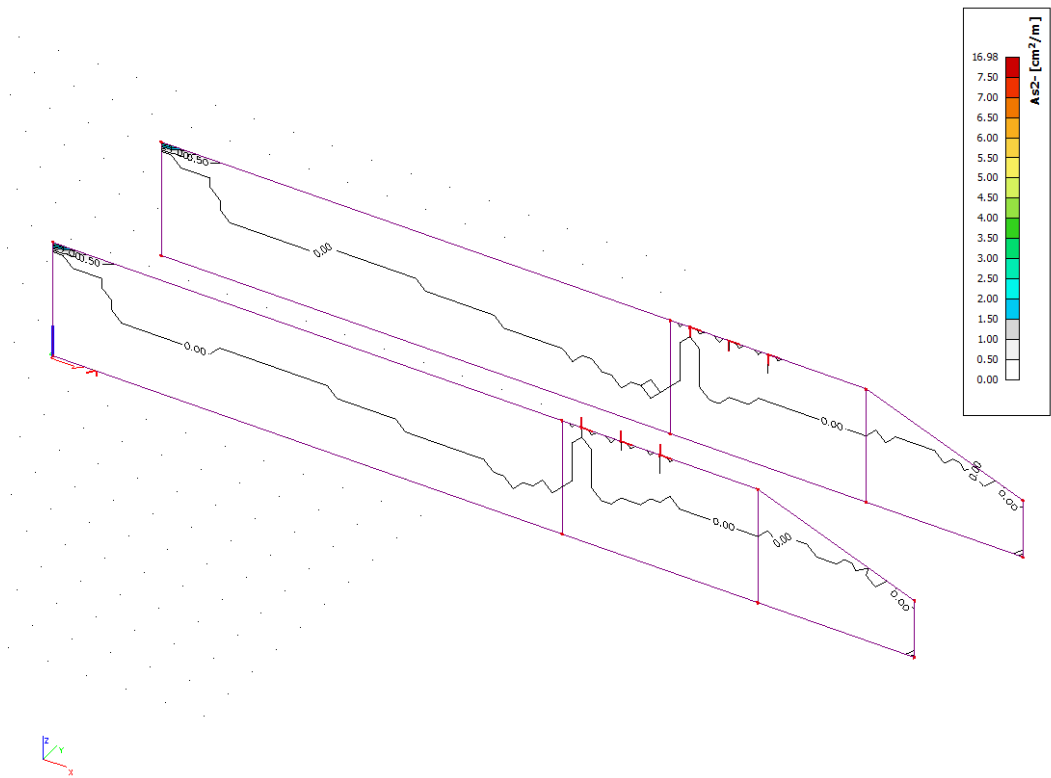
Armatura orizzontale sul lato esterno.



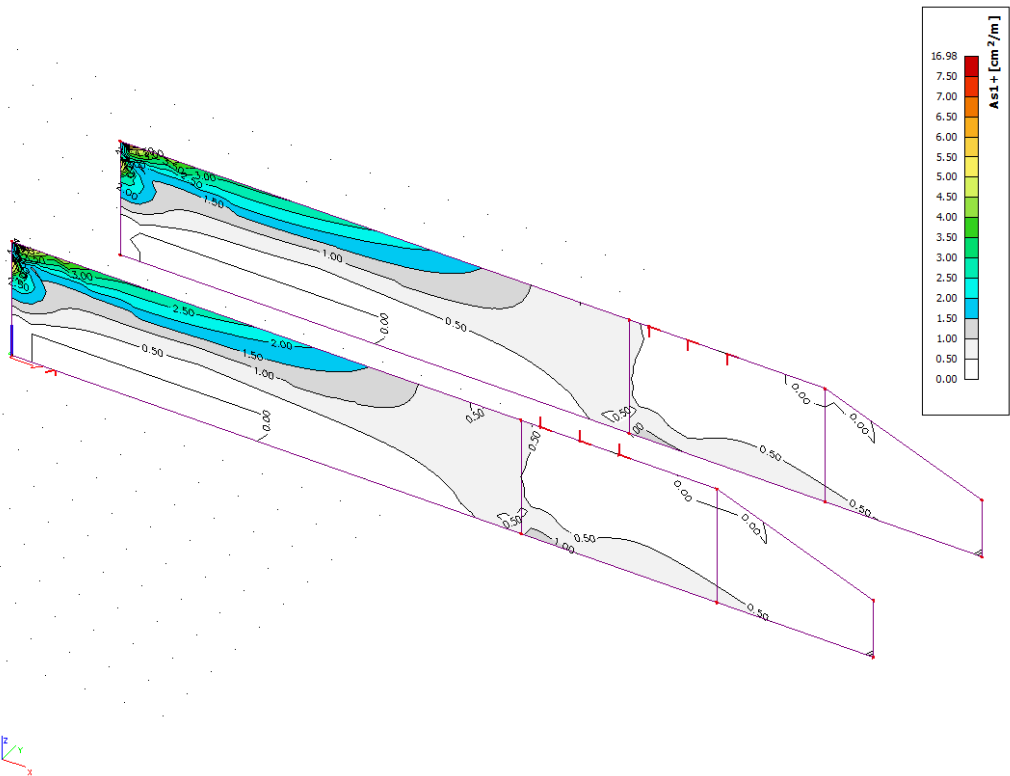
Armatura verticale sul lato esterno.



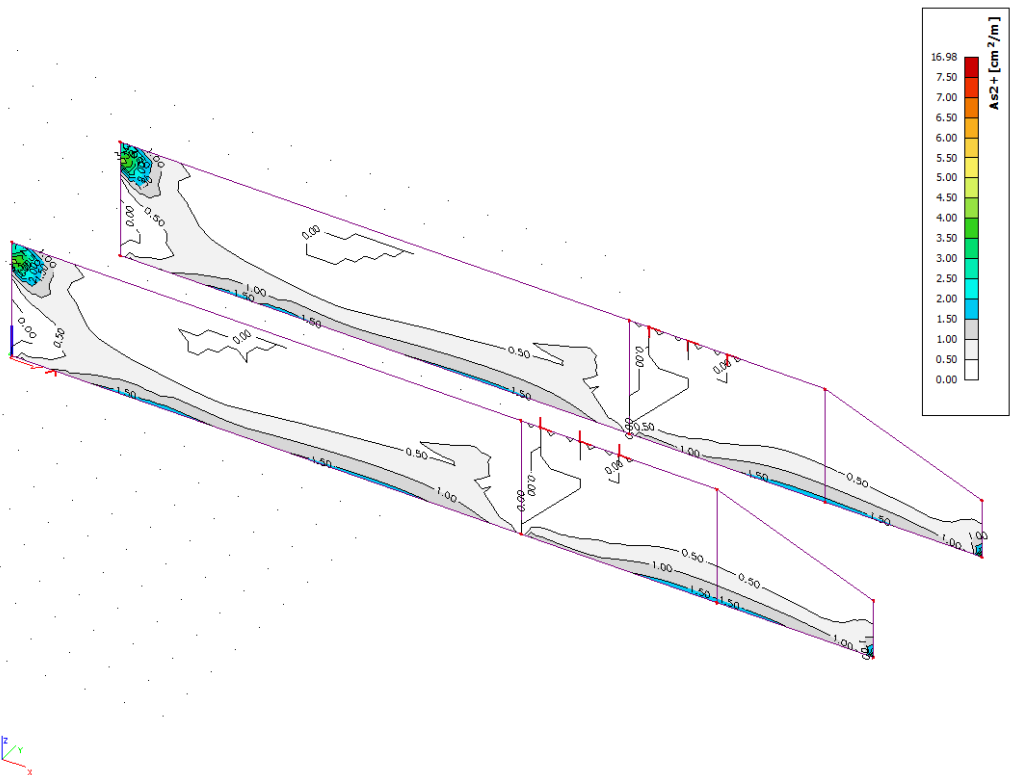
Armatura orizzontale sul lato interno,



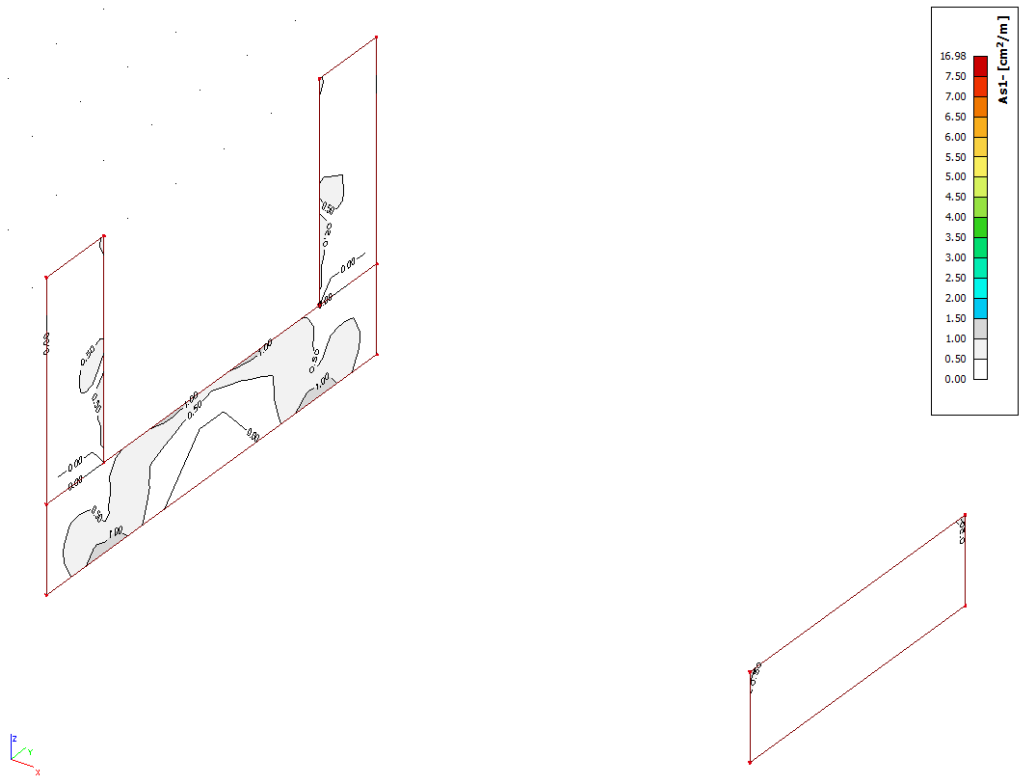
Armatura verticale sul lato interno,



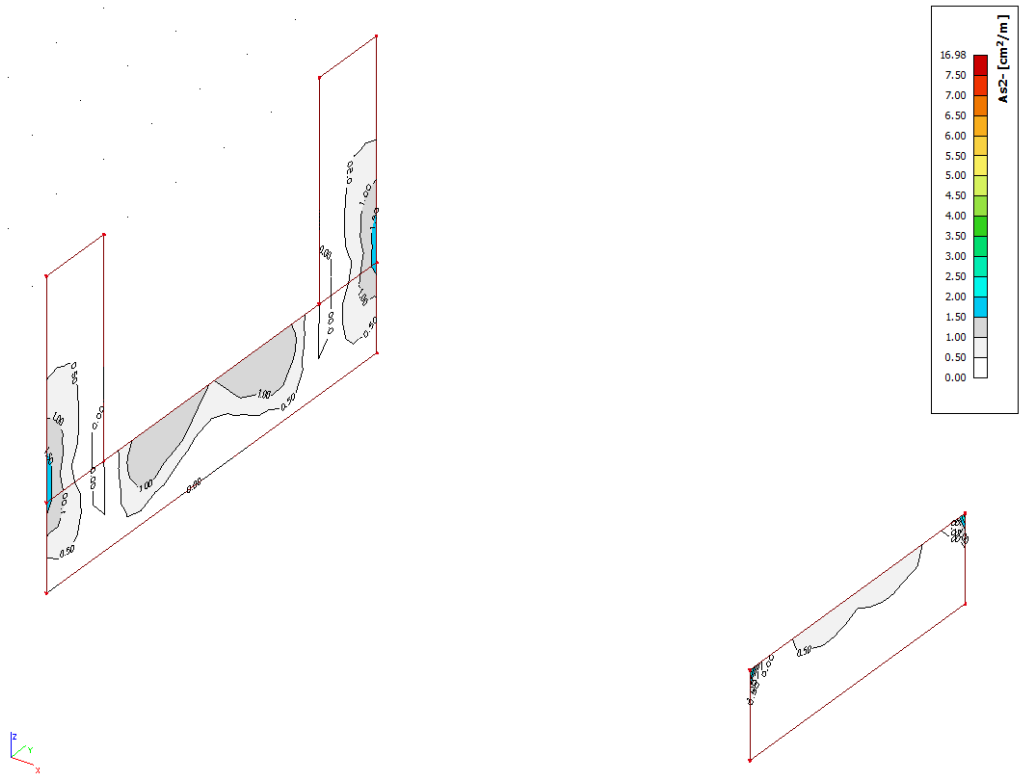
Armatura orizzontale sul lato esterno.



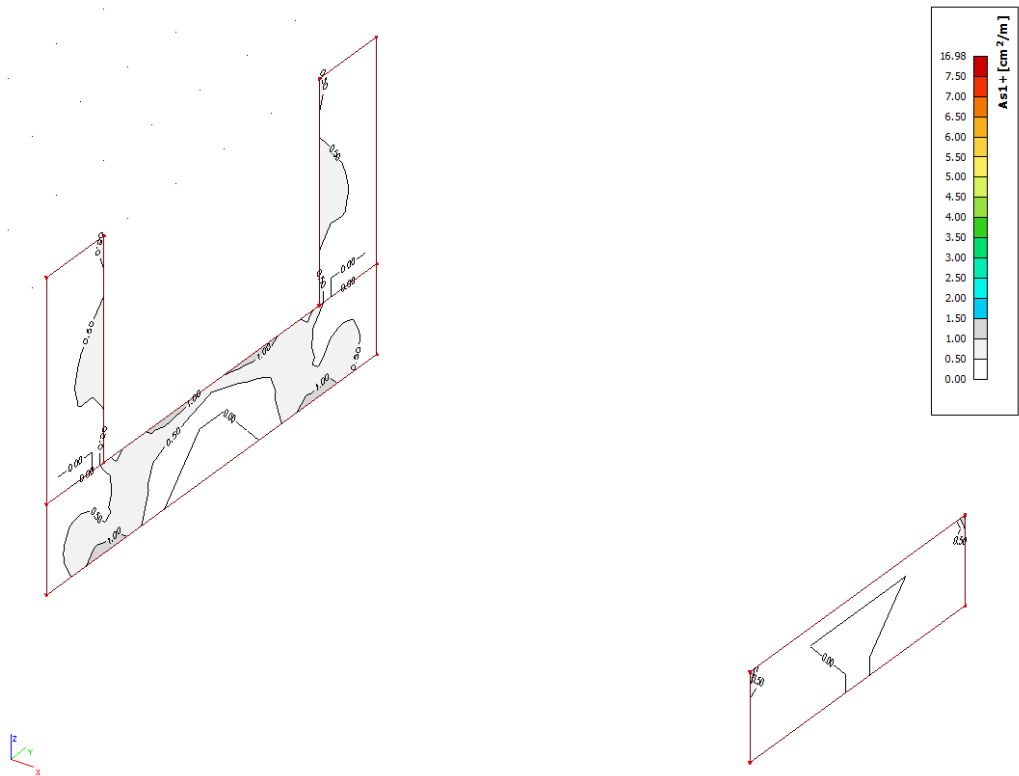
Armatura verticale sul lato esterno.



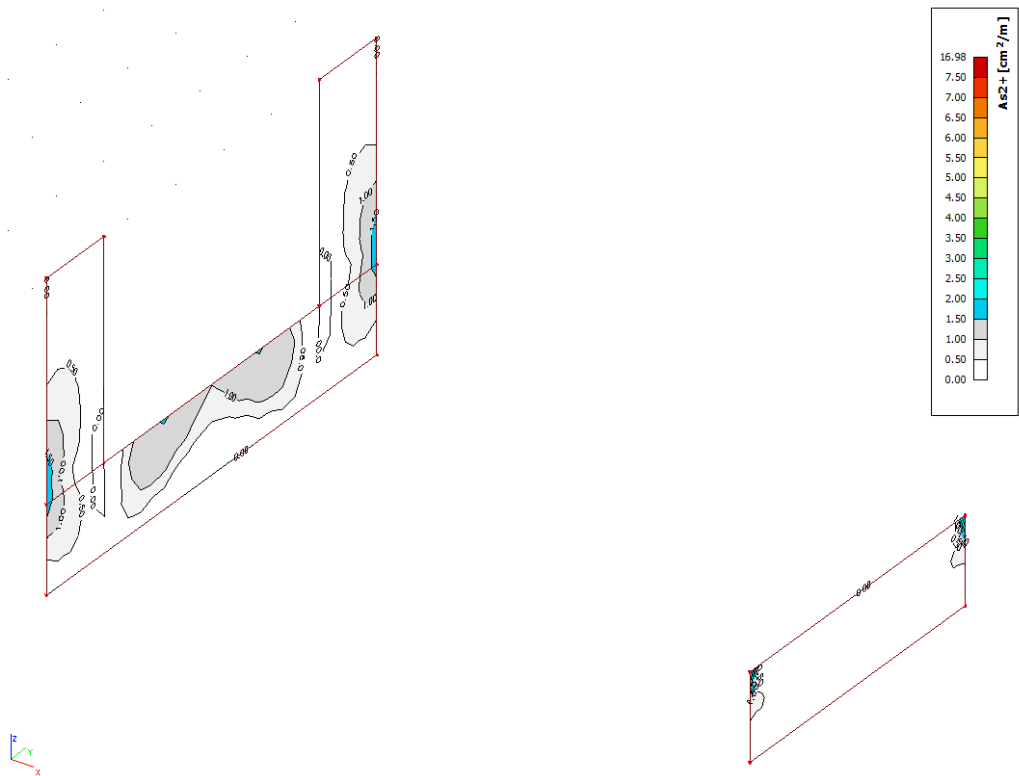
Armatura orizzontale sul lato interno,



Armatura verticale sul lato interno,



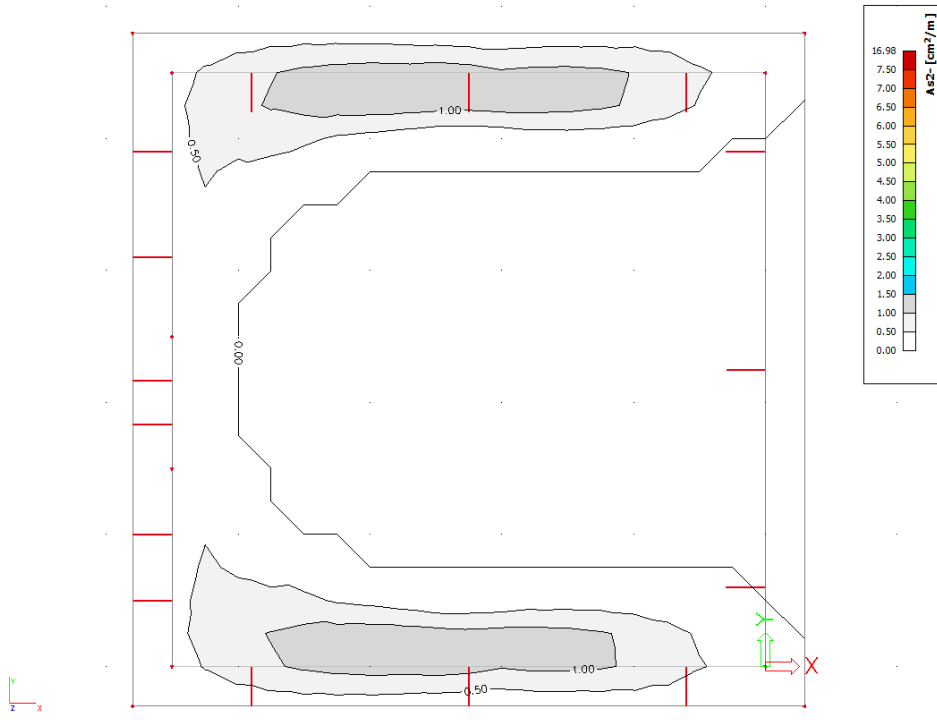
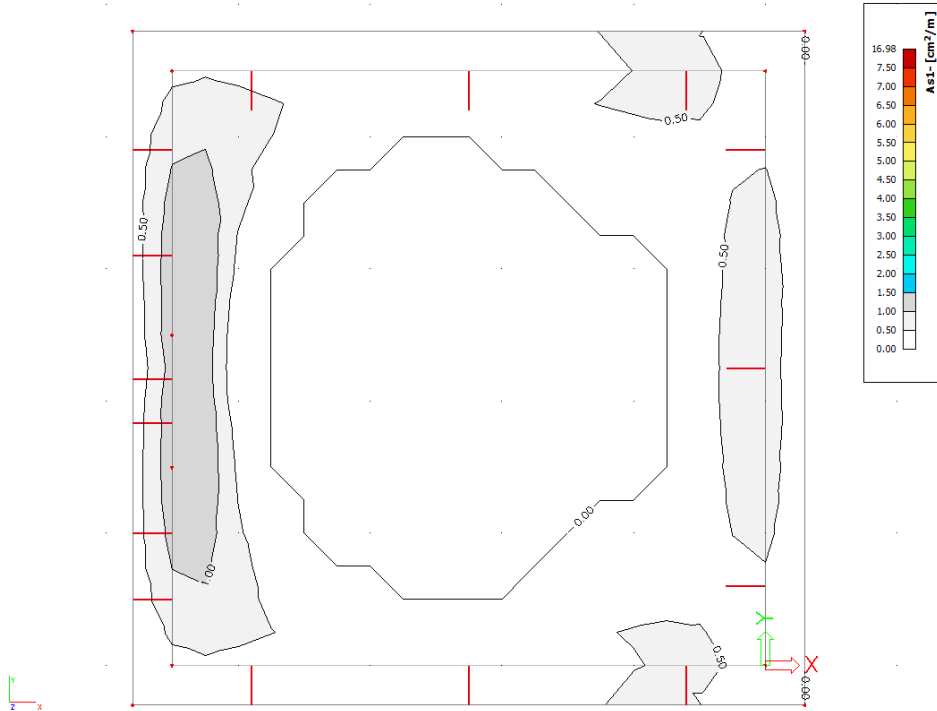
Armatura orizzontale sul lato esterno.

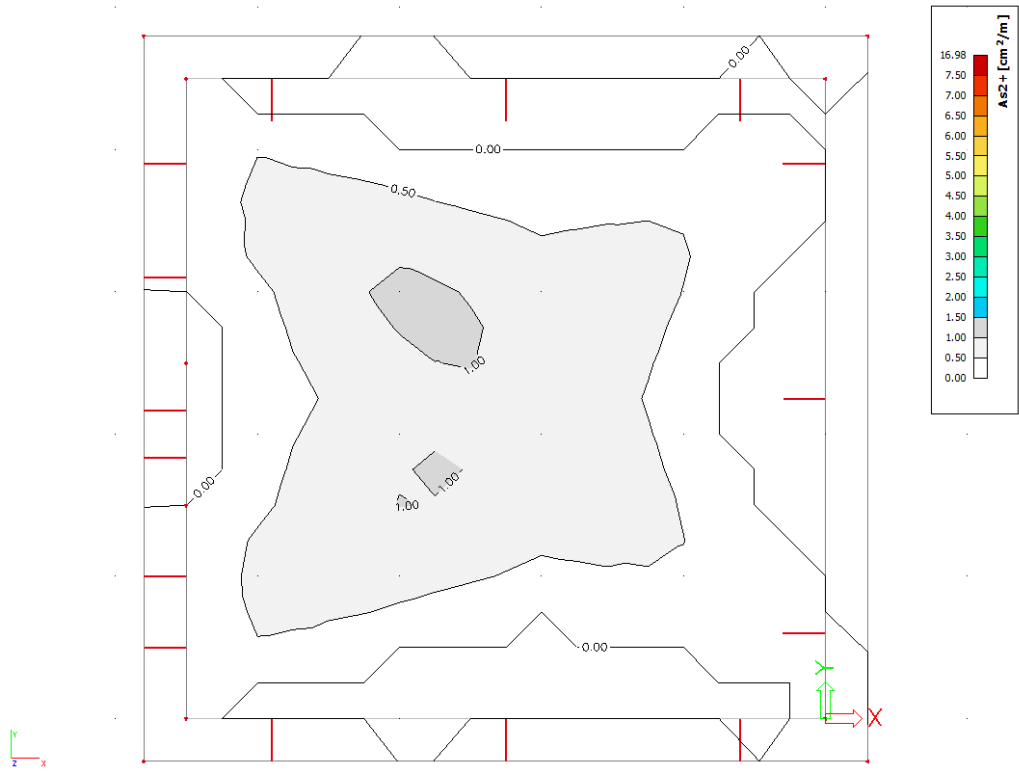
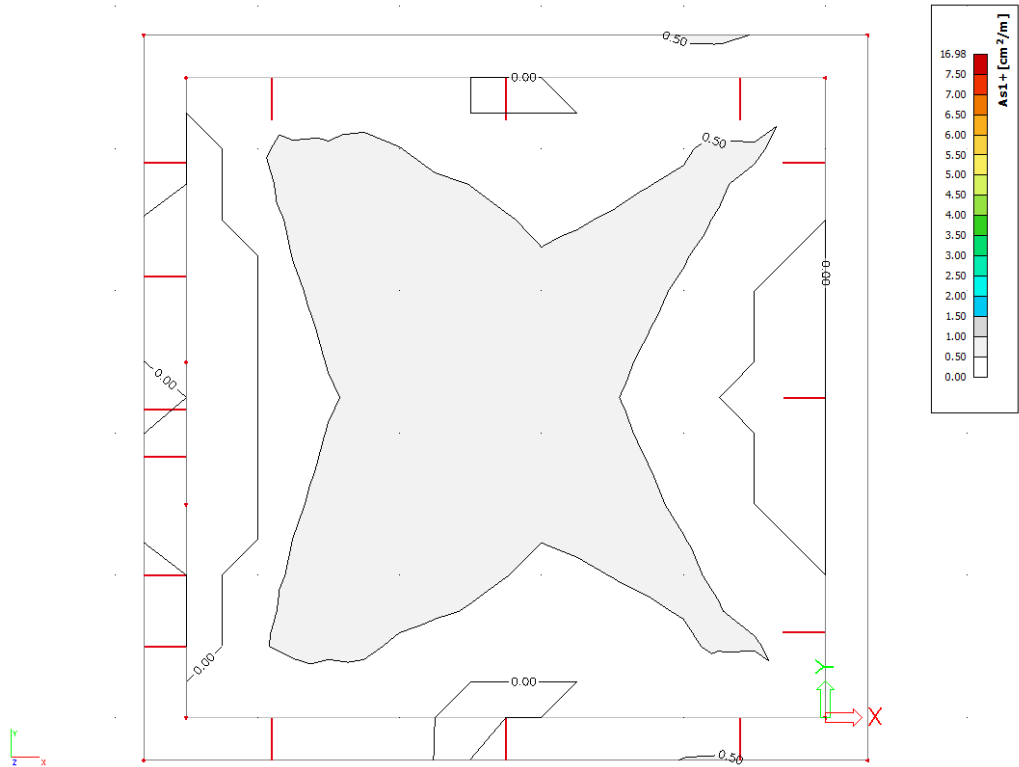


Armatura verticale sul lato esterno.

7.4.3 Platea

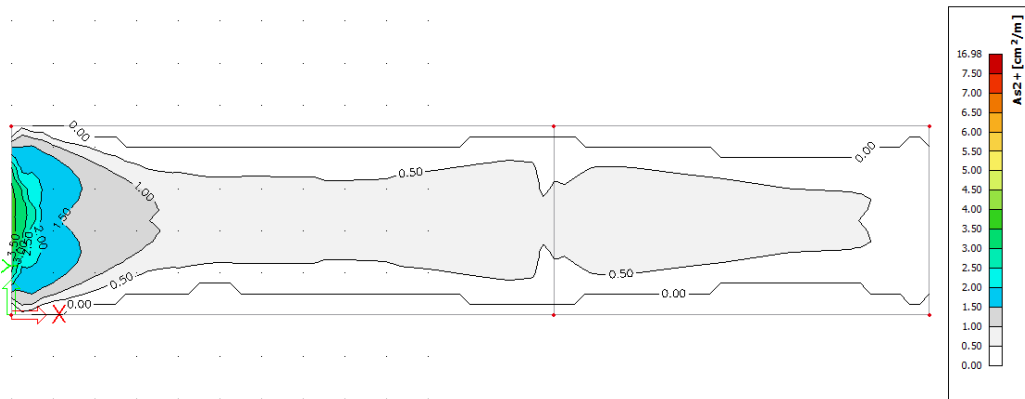
Platea vano chiuso





Platea canale

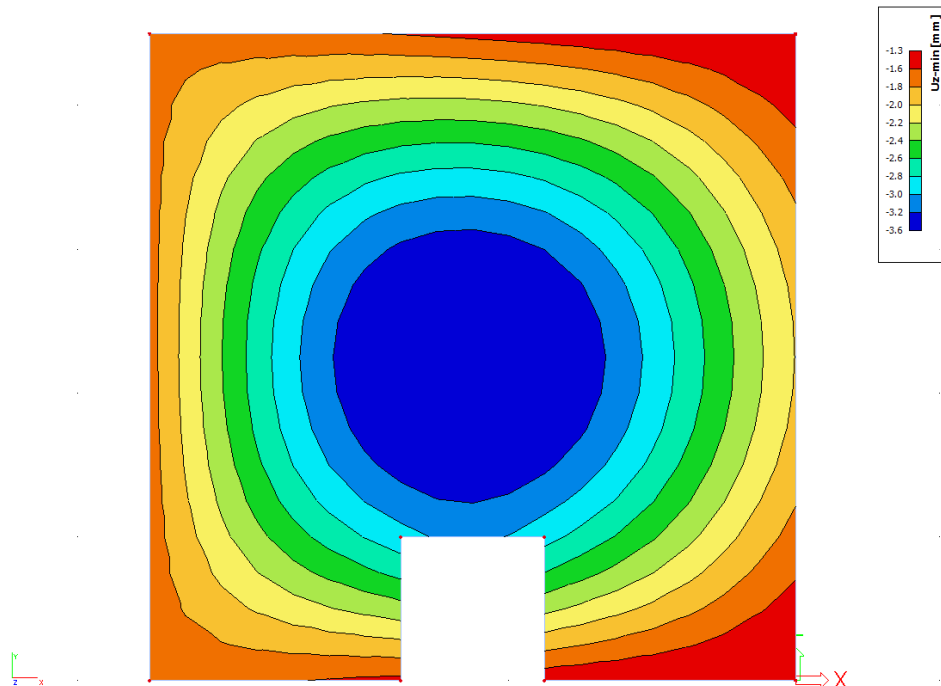




7.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

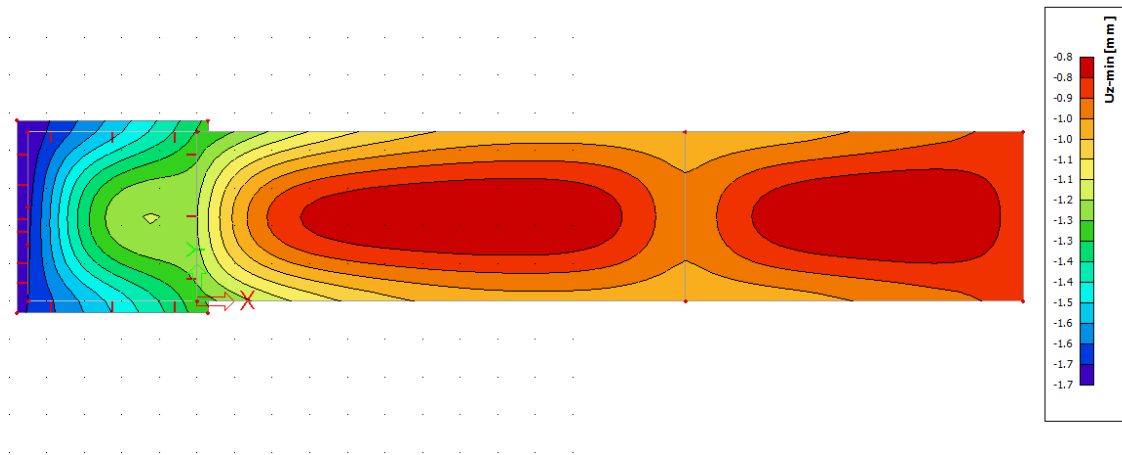
7.5.1 Solaio

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è $u_z=3,6$ mm. Lo spostamento a lungo termine è circa 4 volte quello istantaneo e risulta circa 12 mm, valore che si ritiene accettabile.



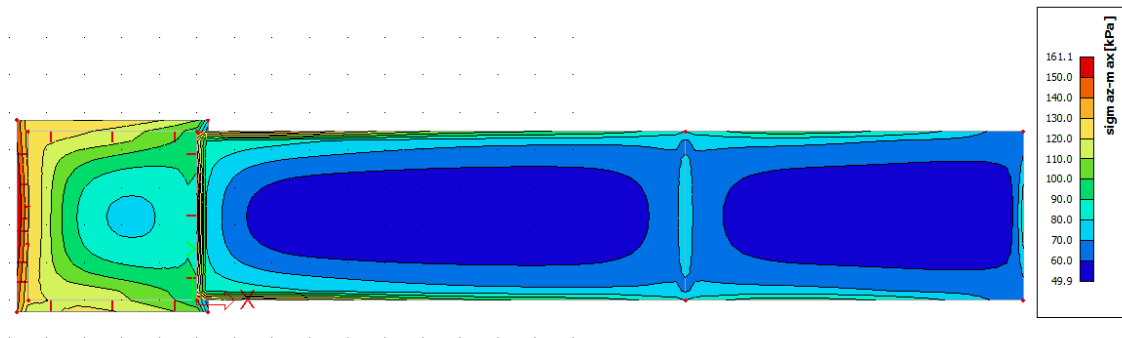
7.5.2 Platea di fondazione

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali della platea, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è $u_z=1,7$ mm.



7.6 Pressioni sul terreno

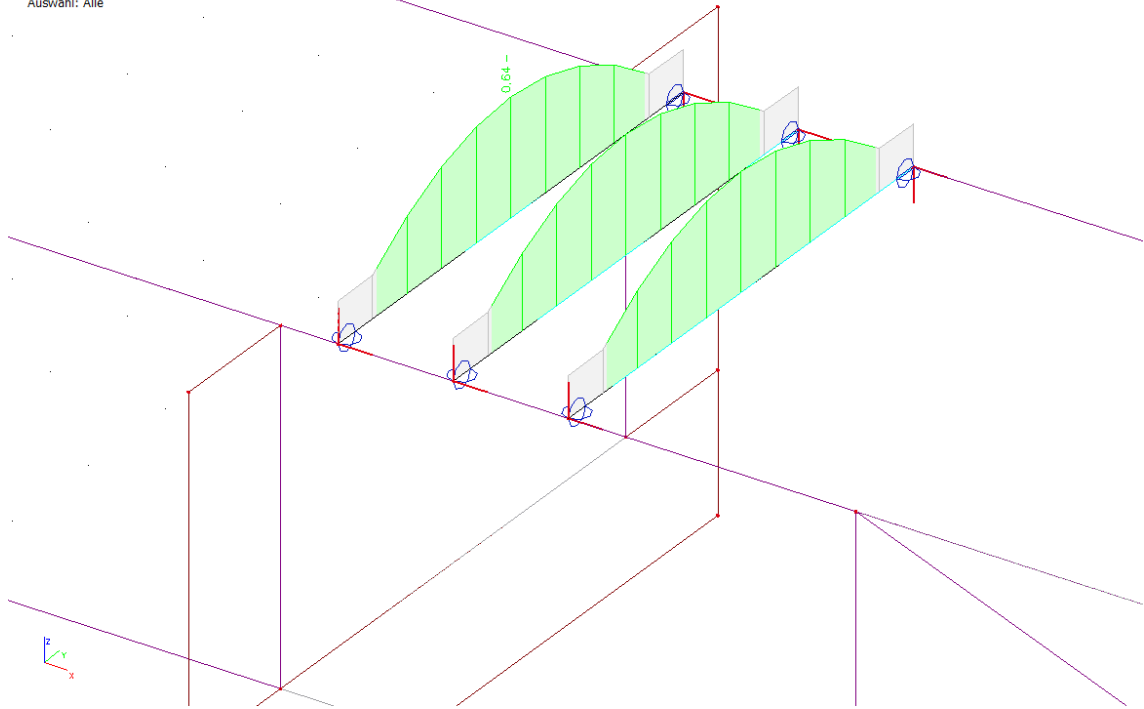
Si riportano di seguito, in forma grafica, le pressioni sul terreno, per la combinazione agli Stati Limite Ultimi. La pressione massima è $q_{max}=160$ kN/m².



7.7 Travi passerella

Si riporta di seguito, in forma grafica, il grado di sfruttamento delle sezioni delle travi in acciaio per la combinazione agli Stati Limite Ultimi. Il grado massimo di sfruttamento è $\eta=0,64 < 1,00$.

EC-EN 1993 Stahlnachweis GZT
Werte: UCOverall
Lineare Analyse
Kombination: CO1
Koordinatensystem: Hauptsystem
Extremwerte 1D: Global
Auswahl: Alle



8. Opera di presa a monte

8.1 Premessa

L'opera di presa a monte comprende una struttura d'"invito" costituita da platee e muri in calcestruzzo armato e da due condotte interrate a sezione circolare di diametro interno $d_i=4,50$ m. Le dimensioni principali degli elementi sono le seguenti.

Condotte a sezione circolare:

- lunghezza: $L = 30$ m;
- diametro interno: $d_i = 4,50$ m;
- spessore: $s = 50$ cm.

Struttura di ingresso:

- spessore platea $s=30$ cm;
- spessore pareti $s=30$ cm.

8.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

8.2.1 Carichi permanenti

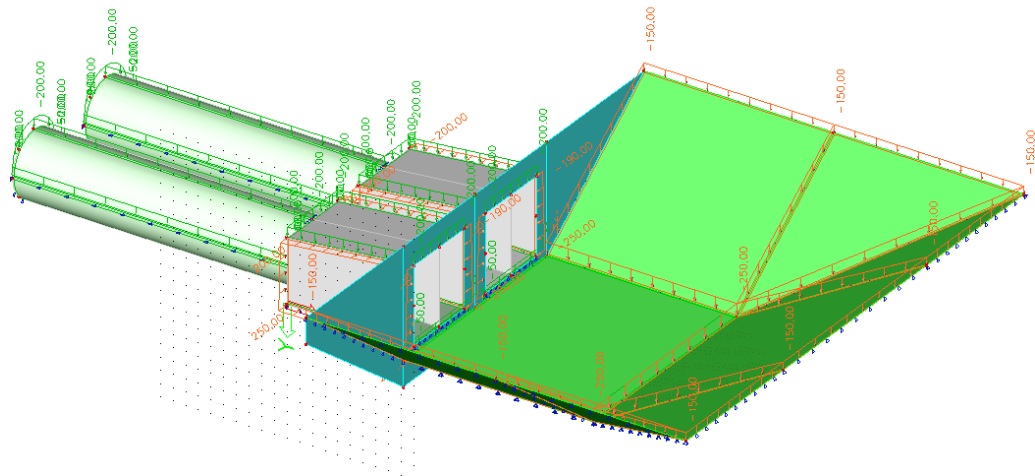
Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$. Lo spessore di terreno sopra le tubazioni varia da un valore minimo nullo al valore massimo $s=10,0$ m.

8.2.2 Carichi variabili

Peso e spinta dell'acqua

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10,0$ kN/m³.

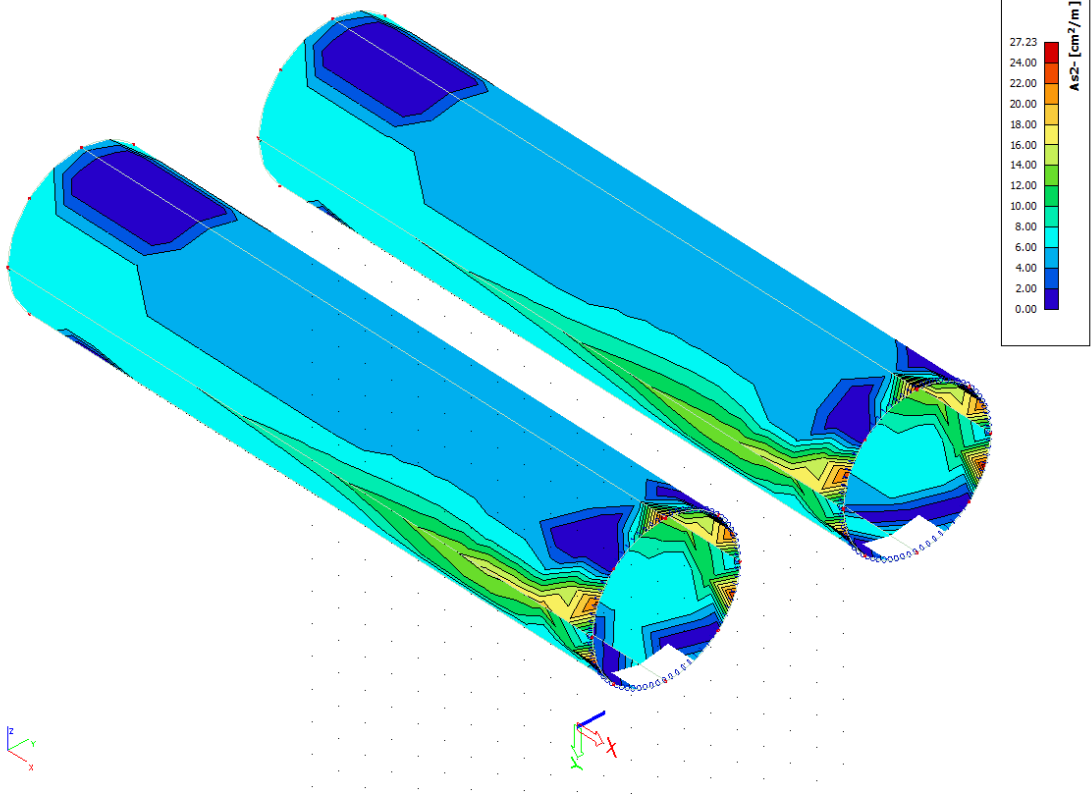
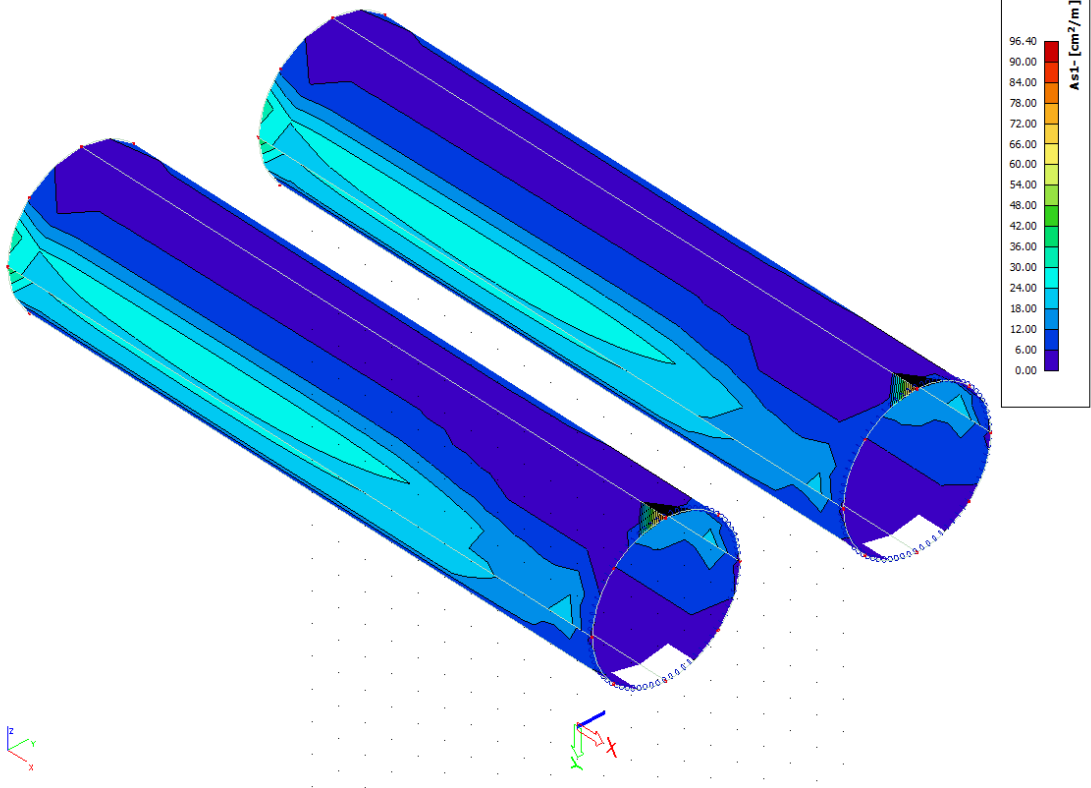


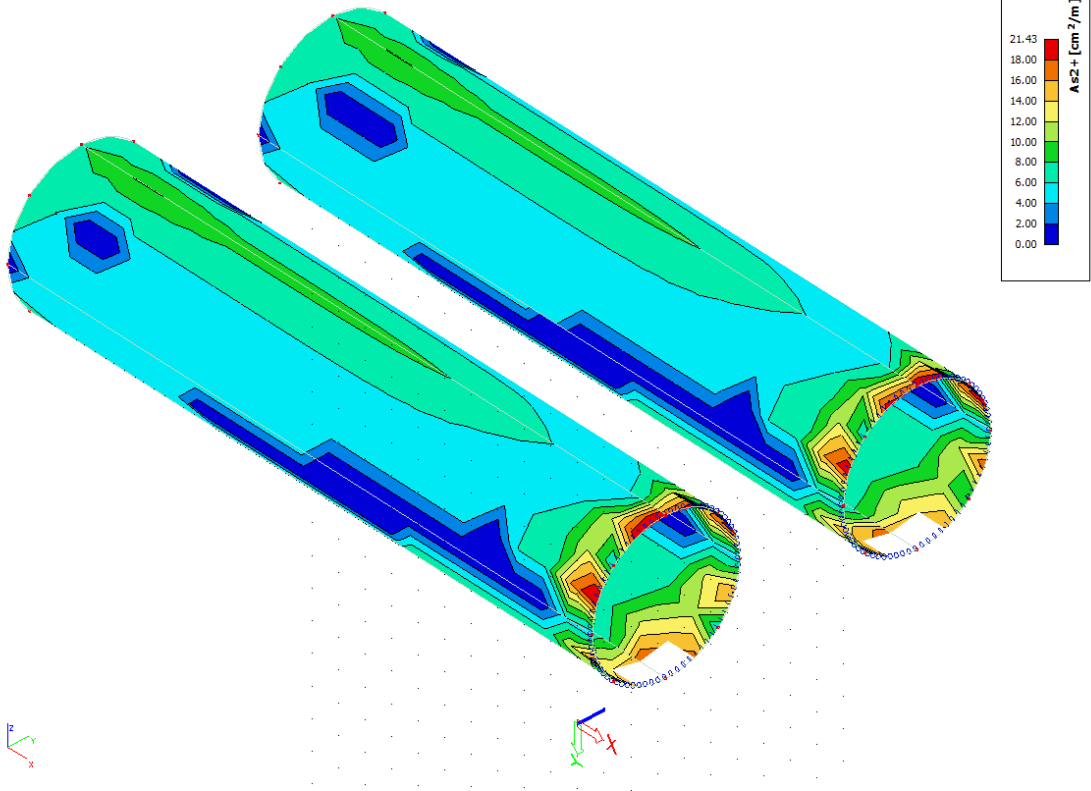
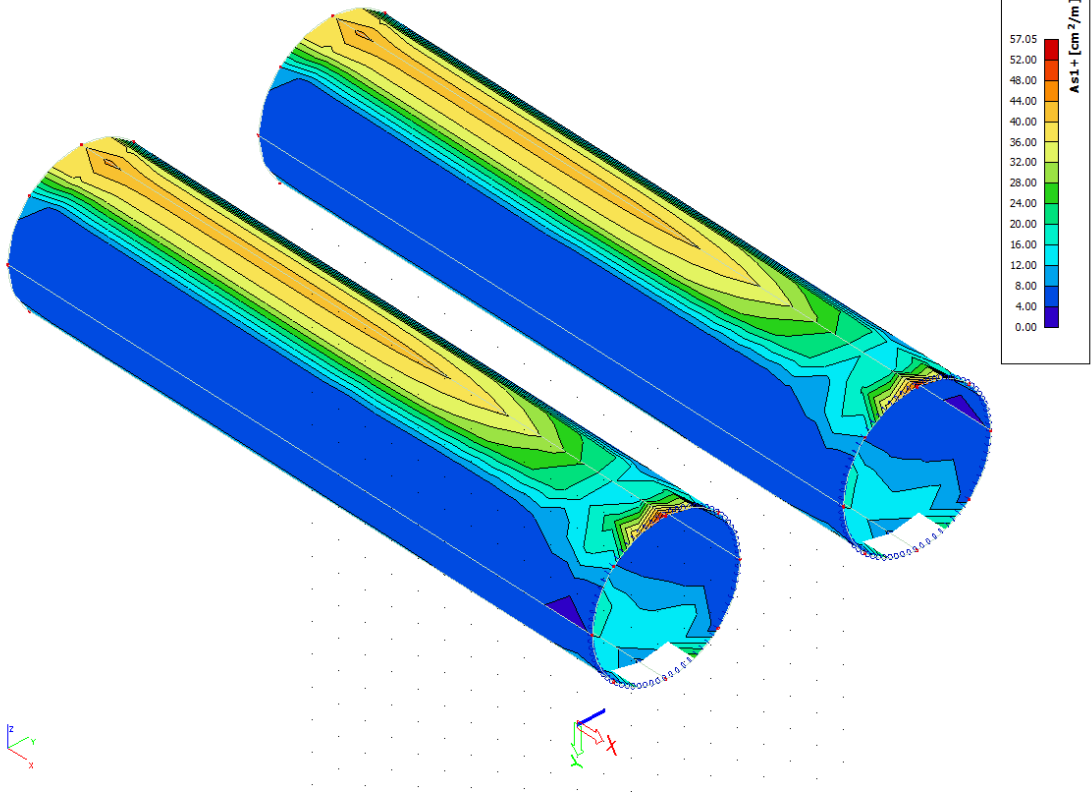
Carico acqua.

8.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

8.4.1 Condotte circolari

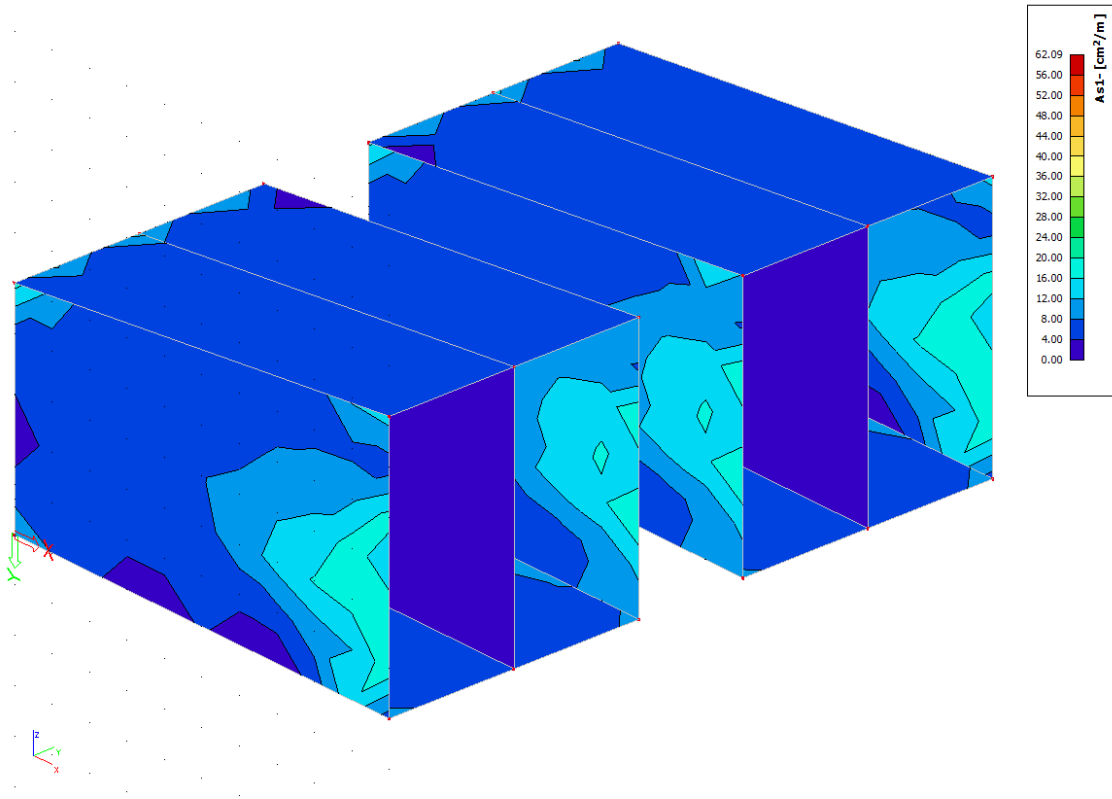
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo esterno (-) ed interno (+), nelle due direzioni di posa, Direzione 1 (direzione circonferenziale) e Direzione 2 (direzione delle generatrici del cilindro).

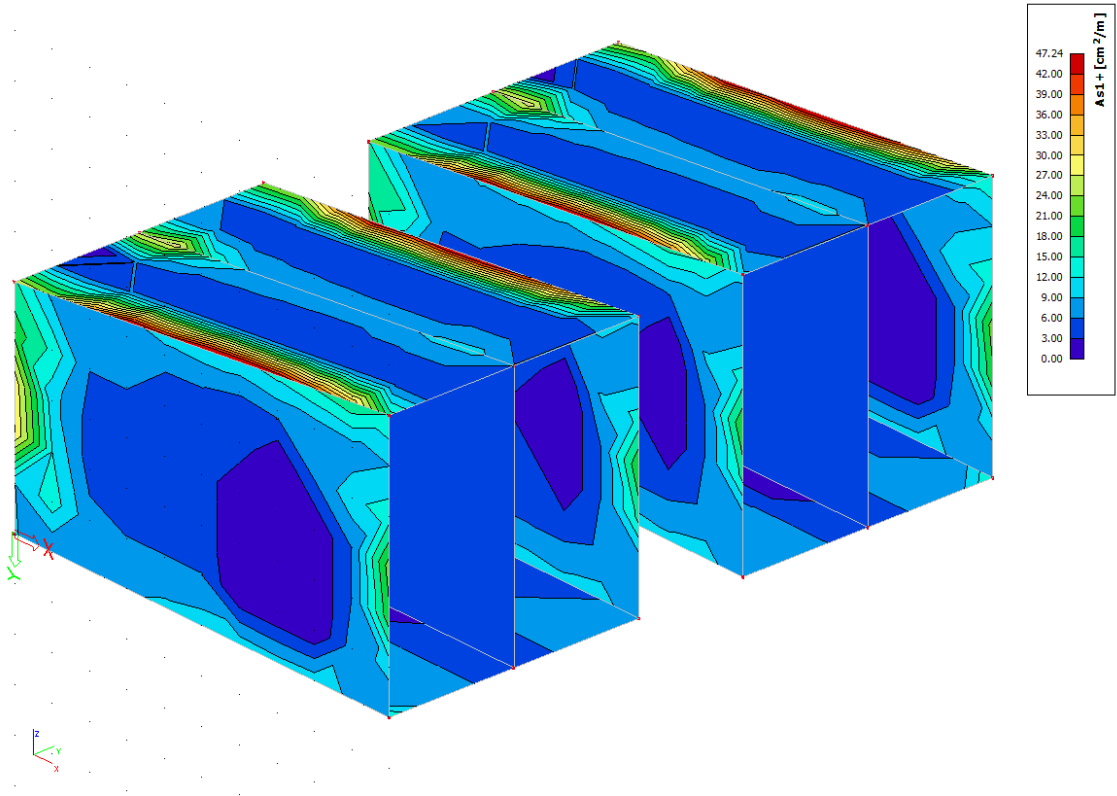
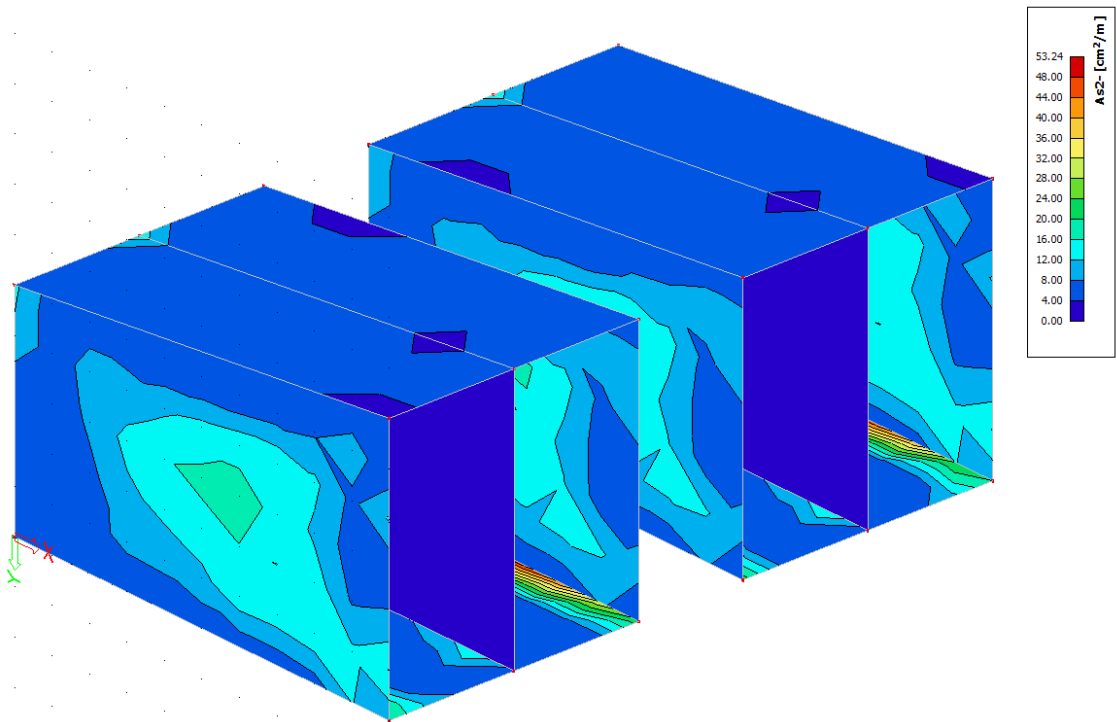


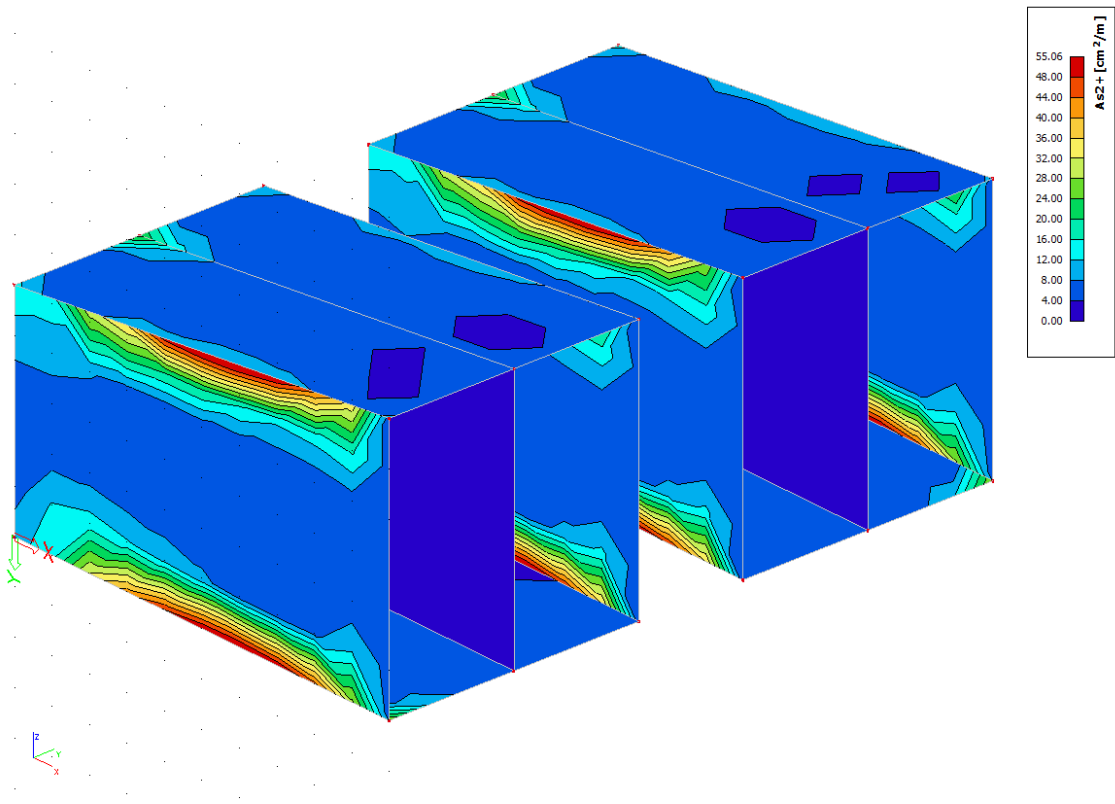


8.4.2 Raccordo condotte

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



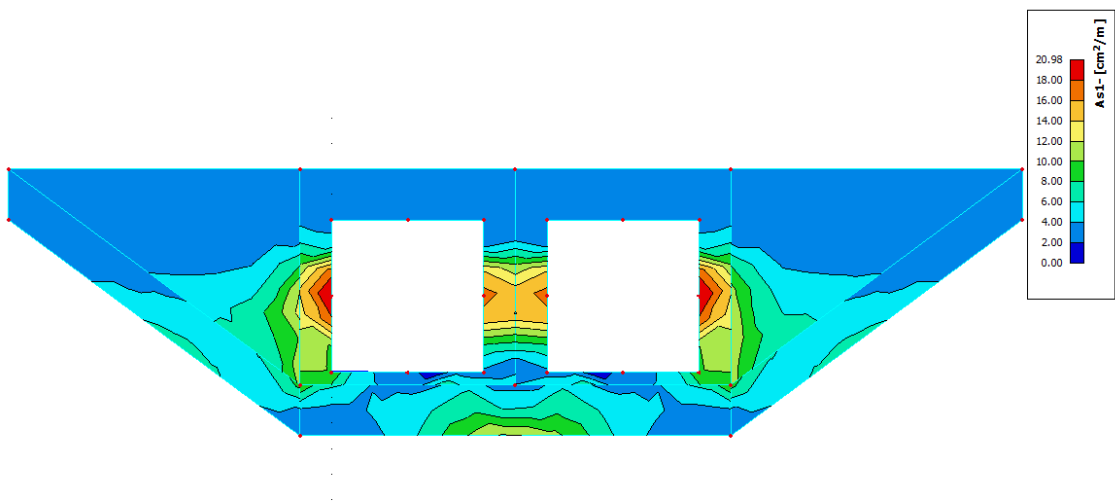


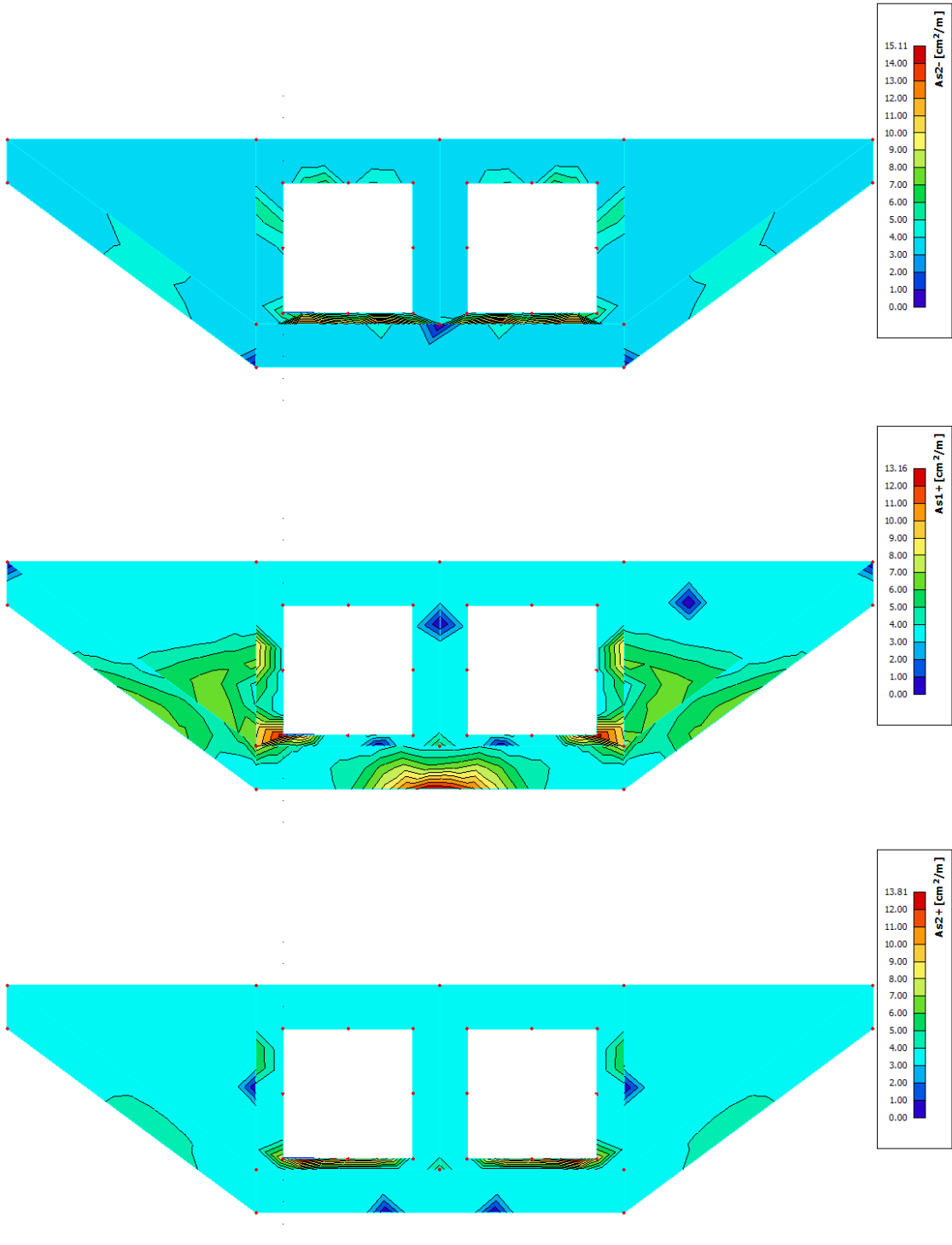


8.4.3 Strutture ingresso galleria

8.4.3.1 Parete

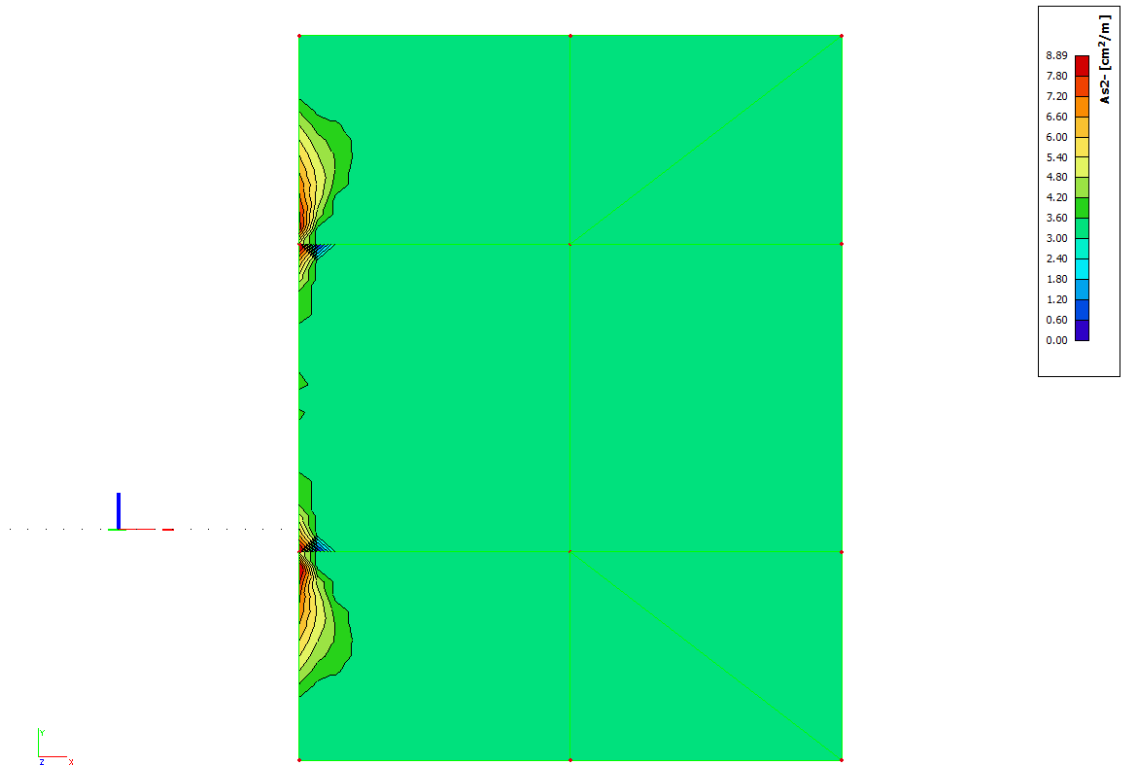
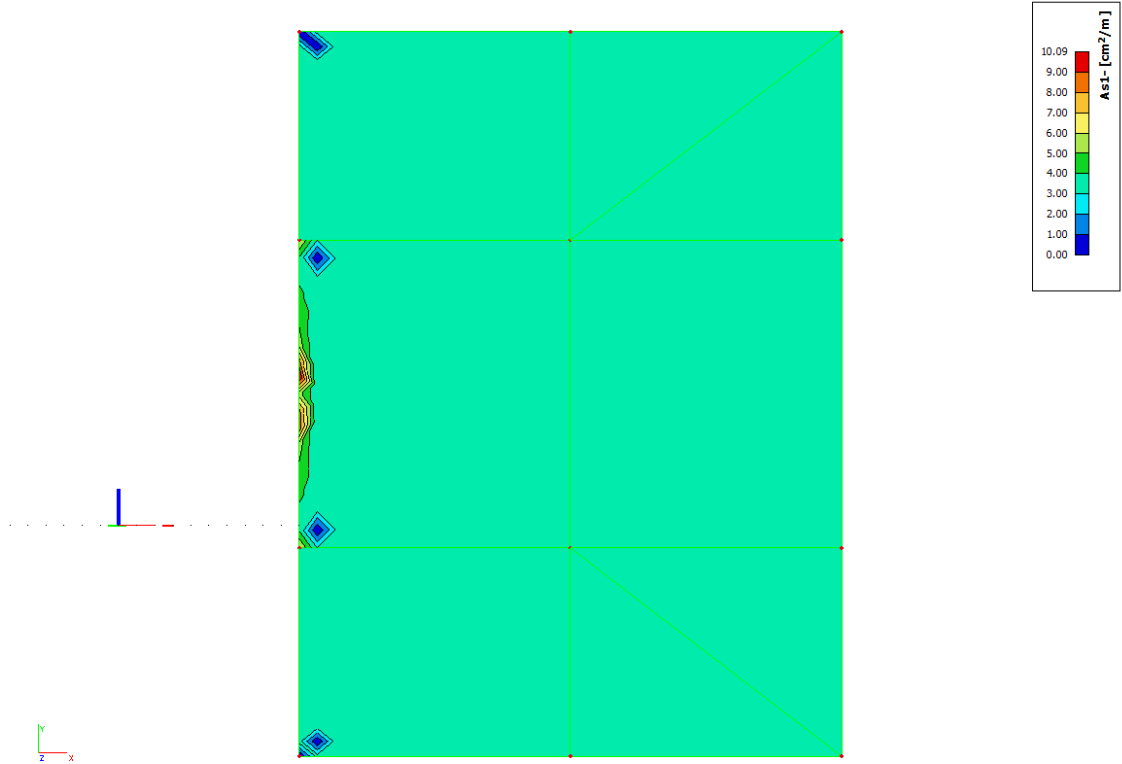
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.

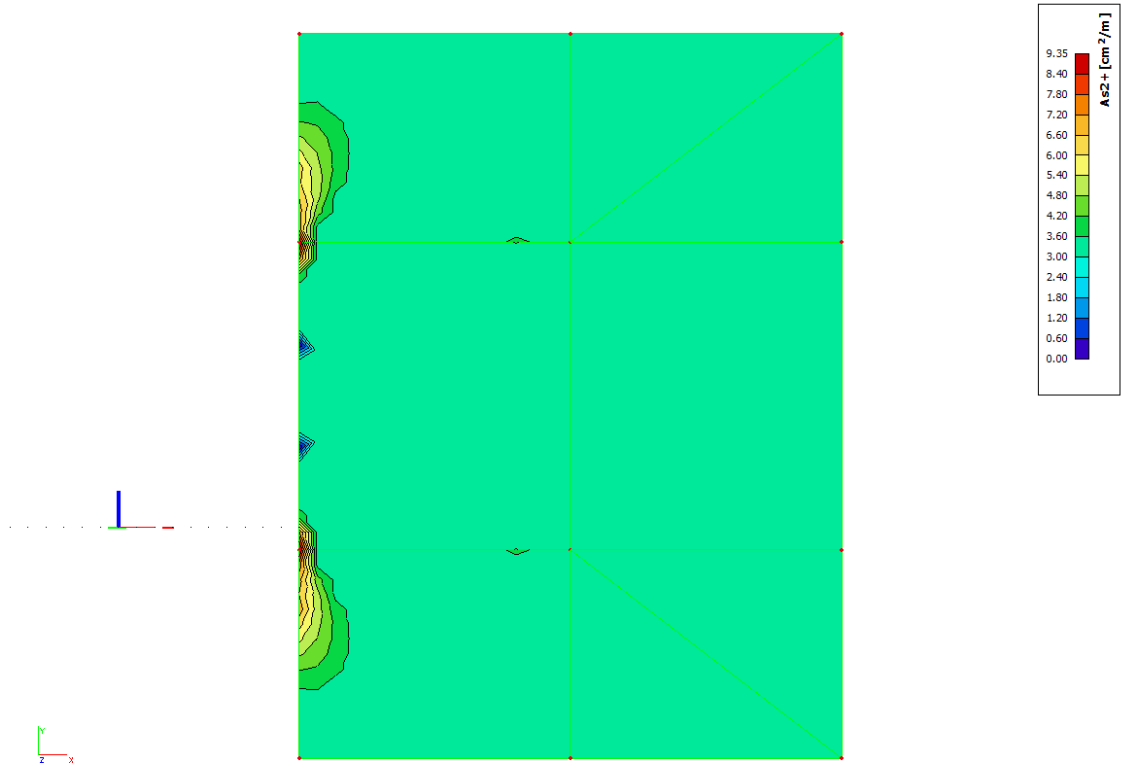
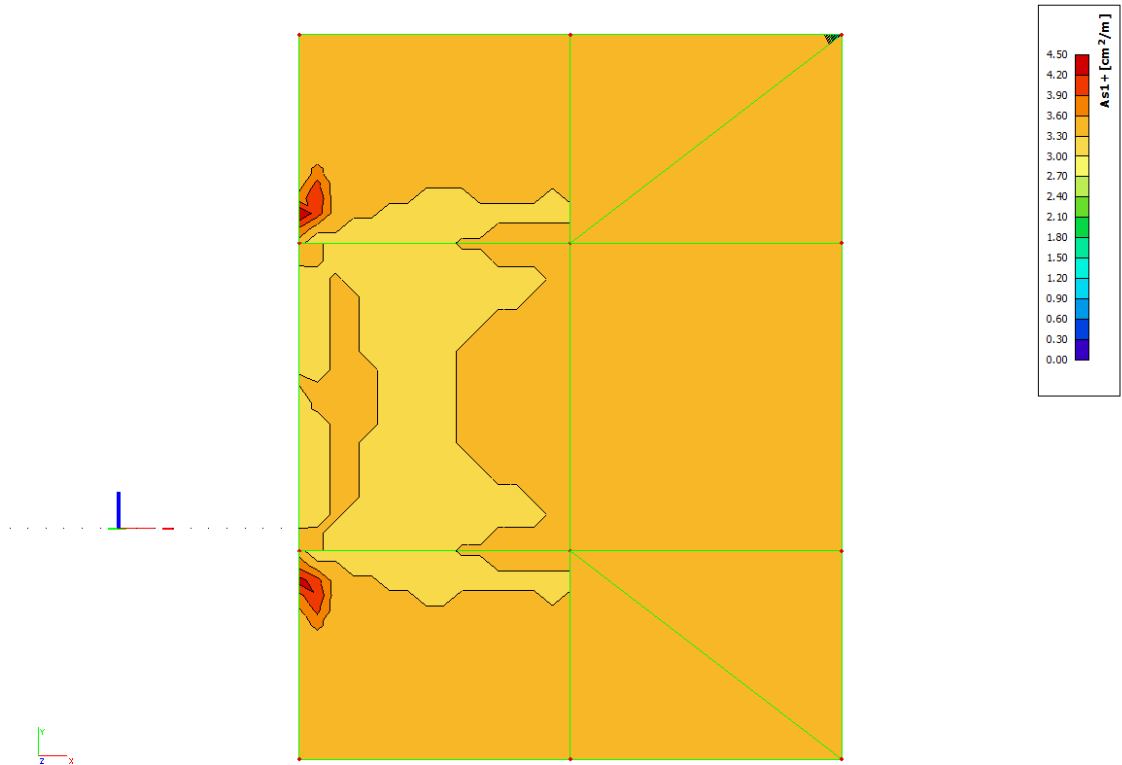




8.4.3.2 Platee

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm²/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.





9. Camera valvole

9.1 Premessa

L'opera si configura come una struttura parallelepipedica in gran parte interrata a pianta rettangolare di dimensioni 15,0 m x 19,0 m e altezza totale 42,00 m. Nella parte bassa passano le due tubazioni con distanza assiale di 8,50 m. inglobate in una struttura monolitica di calcestruzzo, opportunamente forata per la movimentazione delle paratie. Una scala in acciaio consente il movimento degli operatori, dal piano campagna al livello di ingresso nel cunicolo di ispezione. Il locale di ingresso alla quota del piano campagna è costituito da un solaio di calpestio, pareti e copertura in calcestruzzo.

Strutture in calcestruzzo

Spessore muri camera valvole	s=1,00 m
Spessore solaio piano campagna	s=30 cm
Spessore solaio copertura	s=50 cm

Strutture in acciaio

Diametro interno delle condotte	$d_i=4,50$ m
Spessore condotte	s=50 mm

9.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

9.2.1 Carichi permanenti

Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$.

Sovraccarico permanente solaio piano campagna	$g_2 = 3,00$ kN/m ²
Sovraccarico permanente solaio copertura	$g_2 = 3,00$ kN/m ²

9.2.2 Carichi variabili

Carico esercizio (manutenzione) su solai e scale

$$q_1 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Carico neve

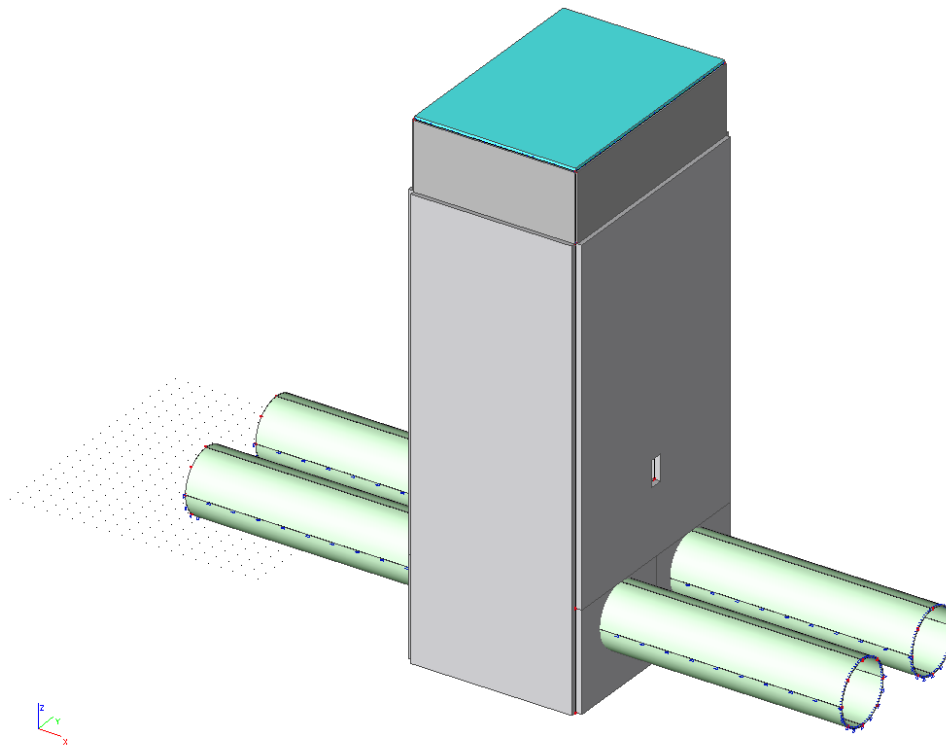
$$q_3 = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

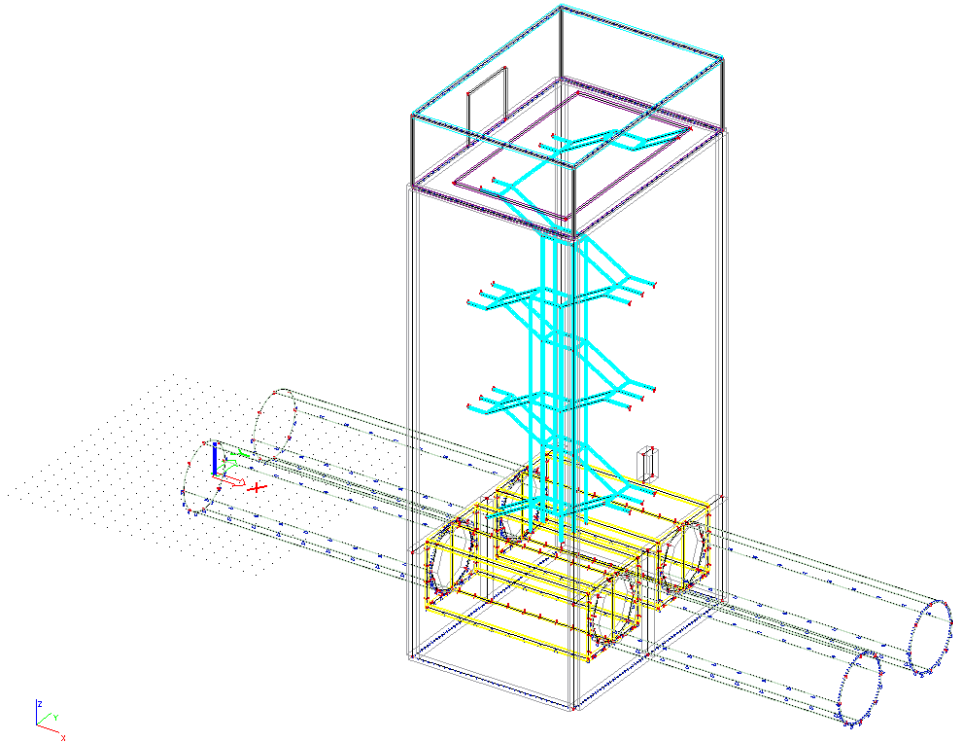
Peso e spinta dell'acqua

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10,0 \text{ kN/m}^3$.

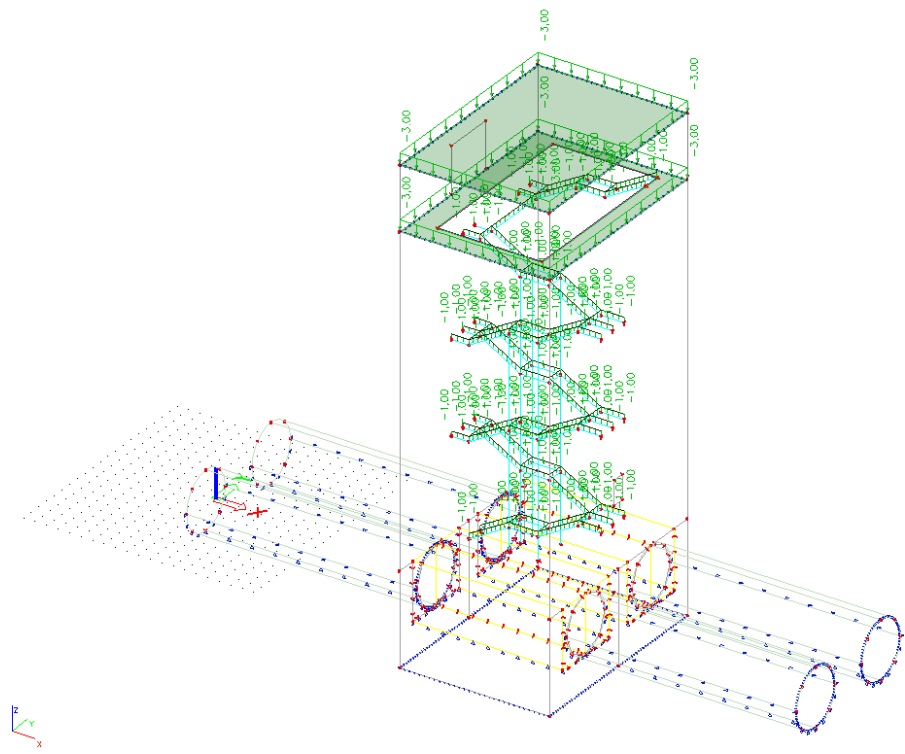
9.3 Modello di calcolo e carichi applicati

9.3.1 Modello di calcolo

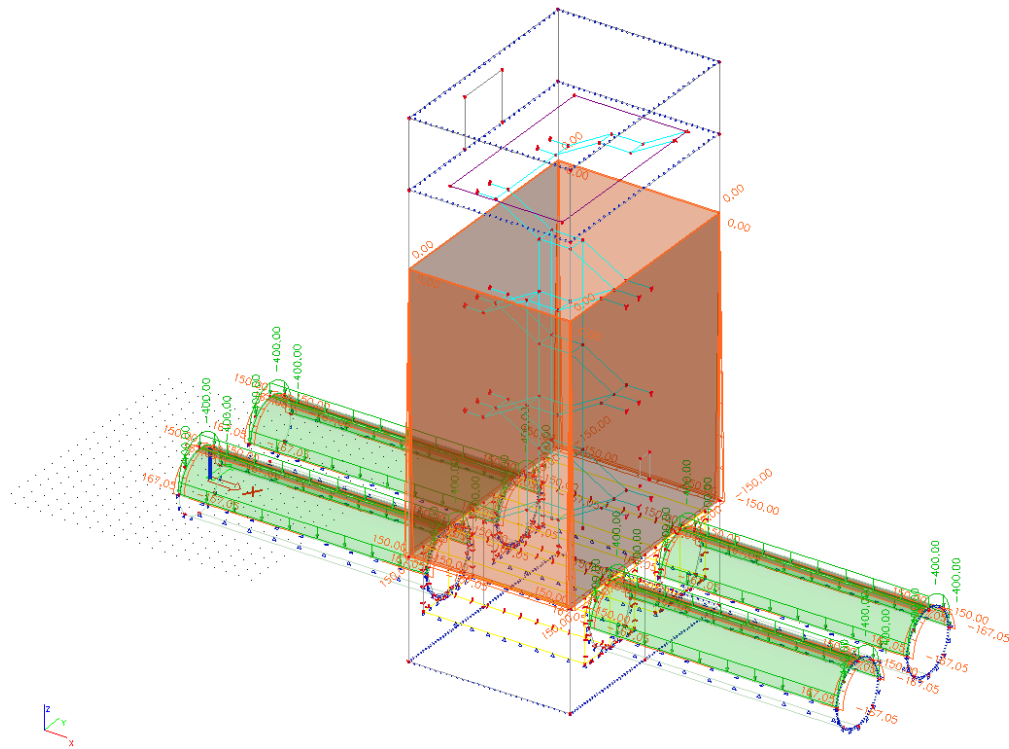




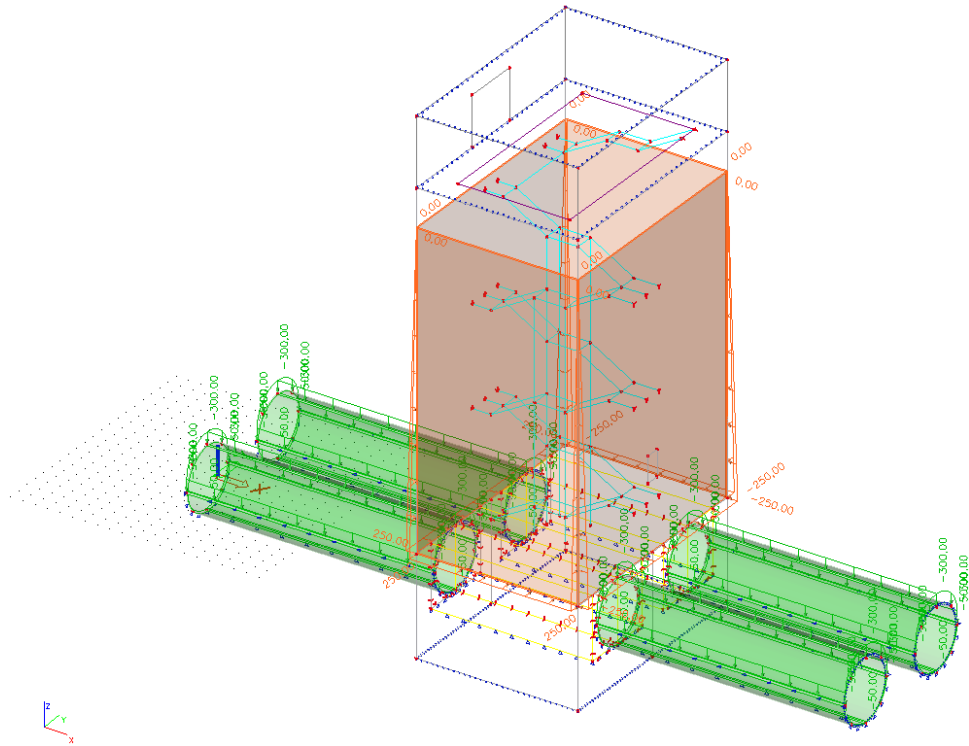
9.3.2 Carichi applicati



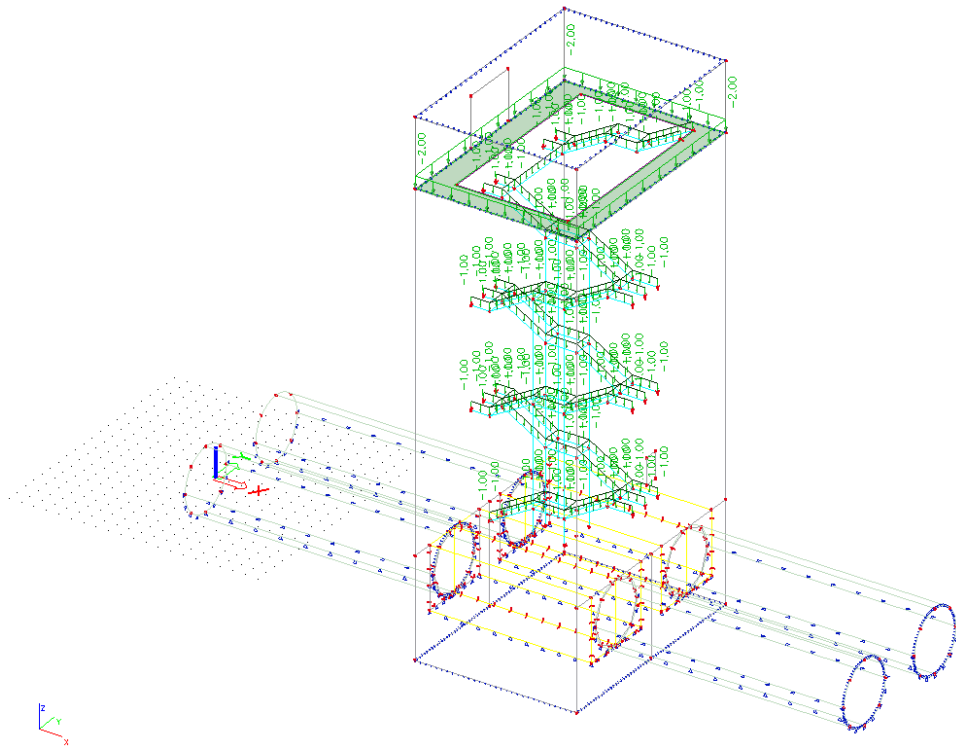
Sovraccarico permanente solai e scale.



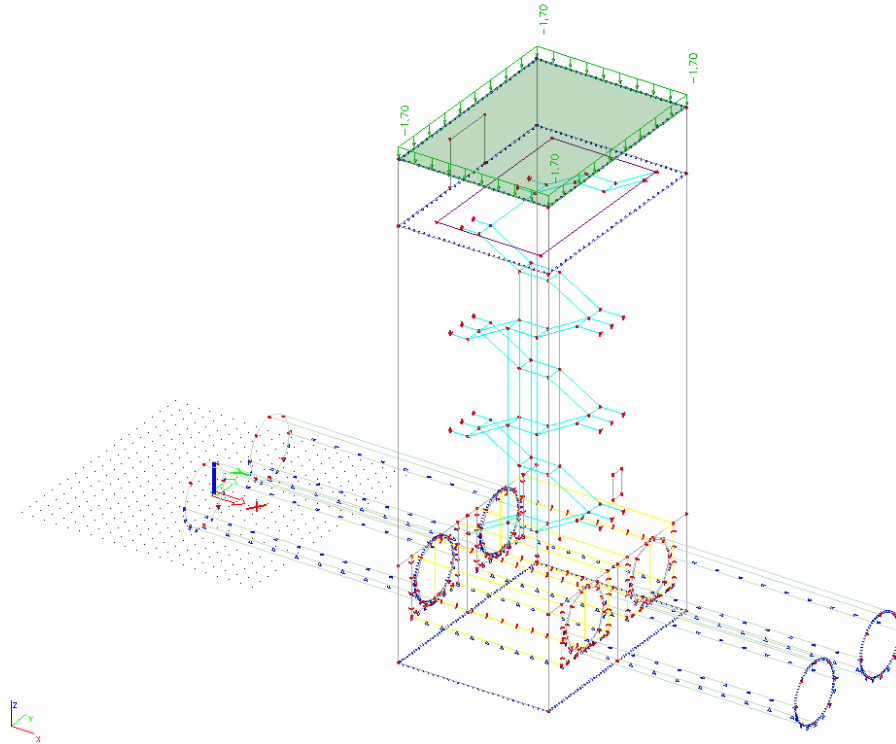
Sovraccarico permanente terreno.



Sovraccarico variabile acqua.



Sovraccarico variabile manutenzione.

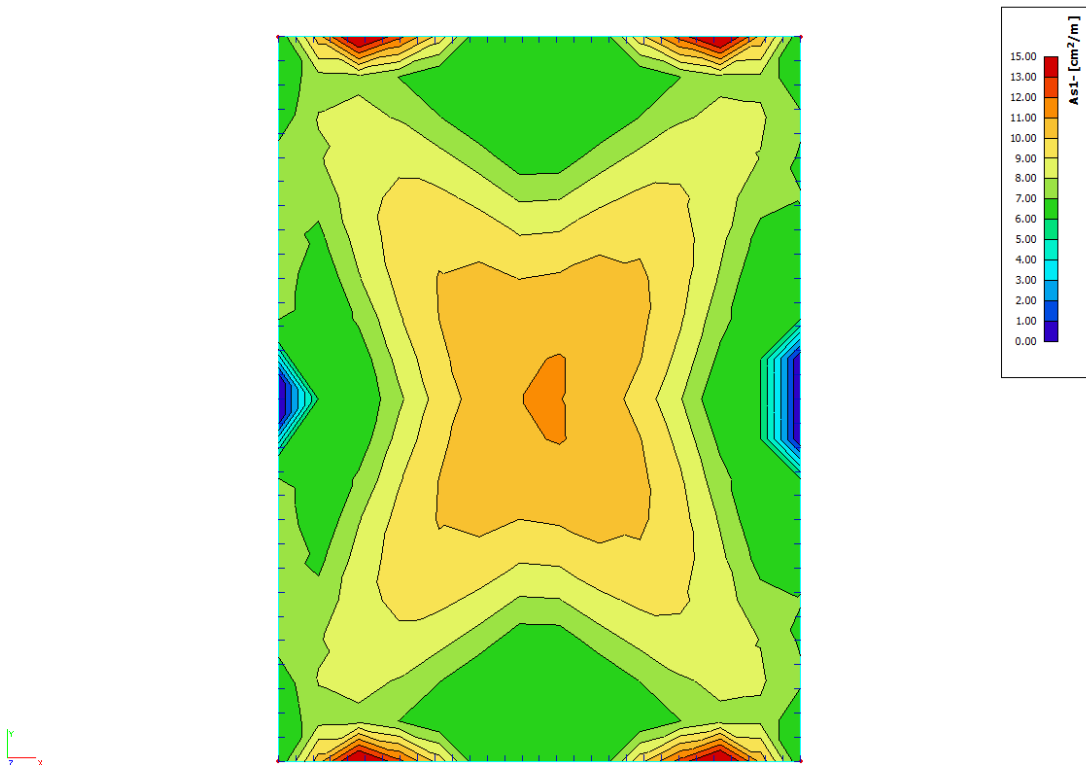


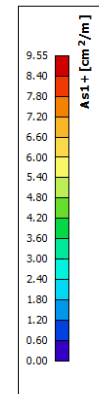
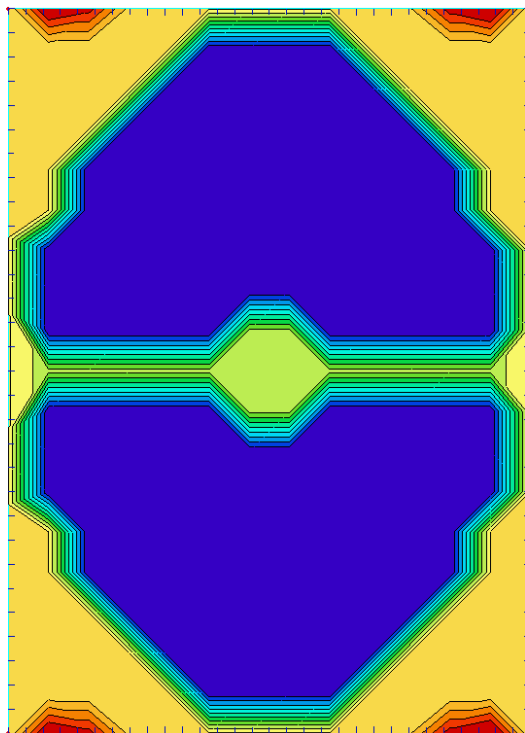
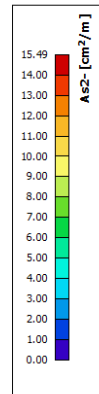
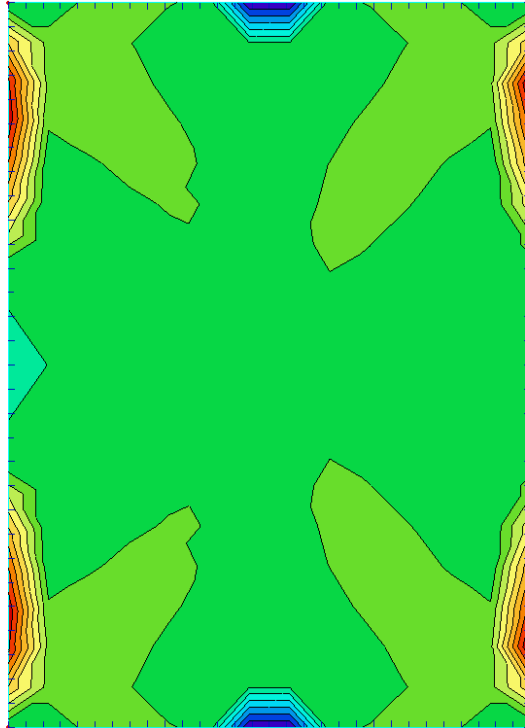
Sovraccarico variabile neve.

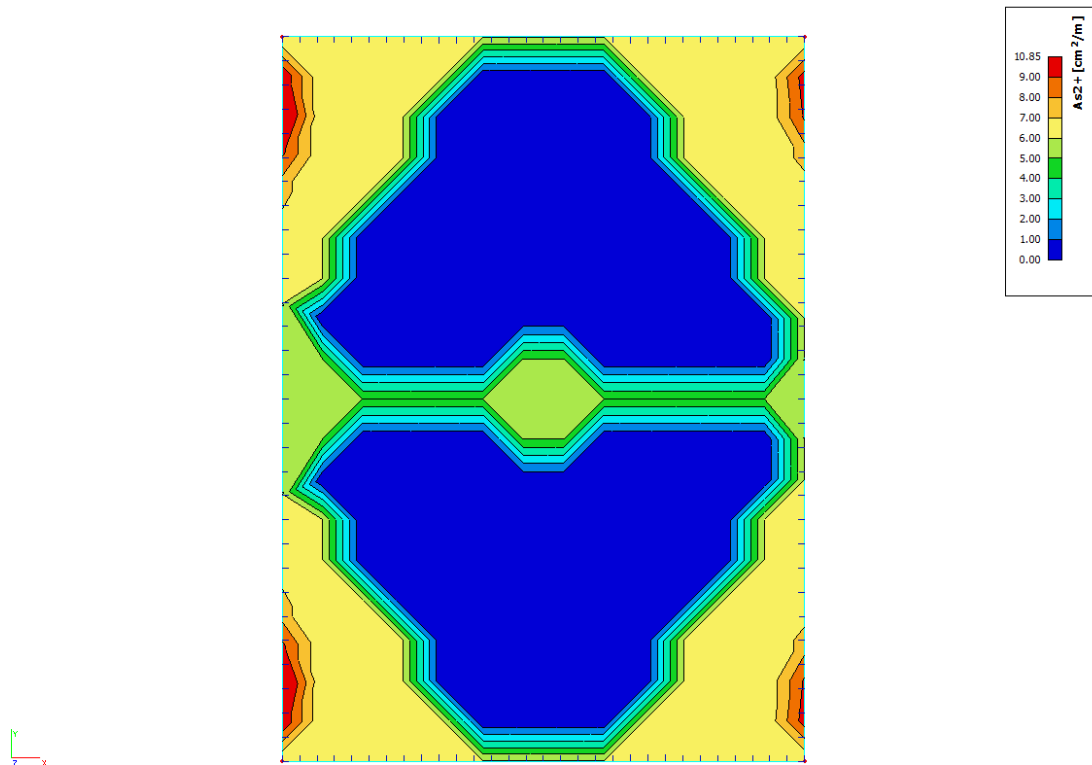
9.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

9.4.1 Solaio di copertura

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.

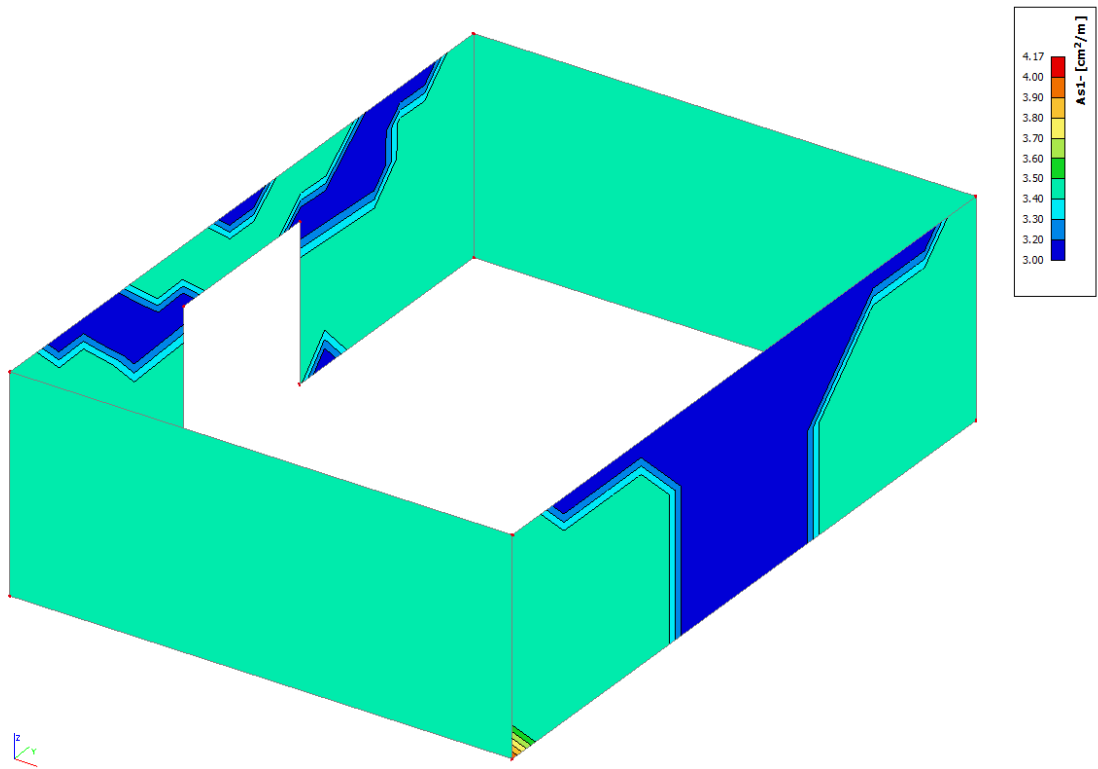




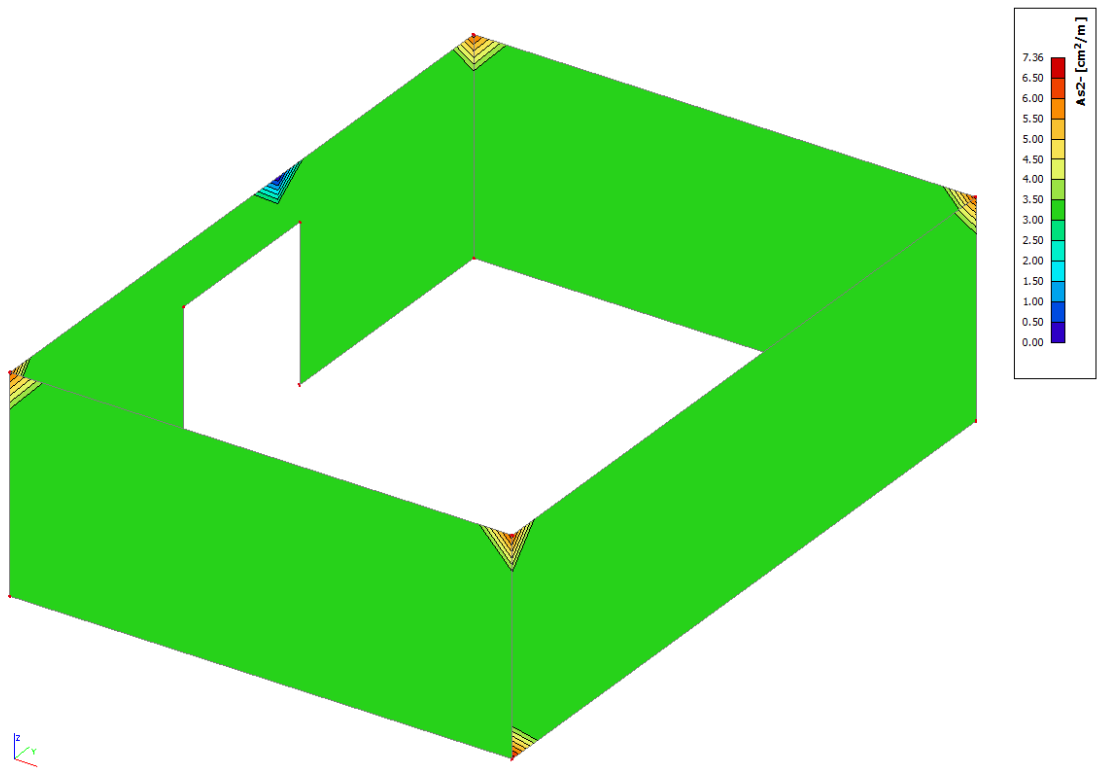


9.4.2 Pareti piano campagna

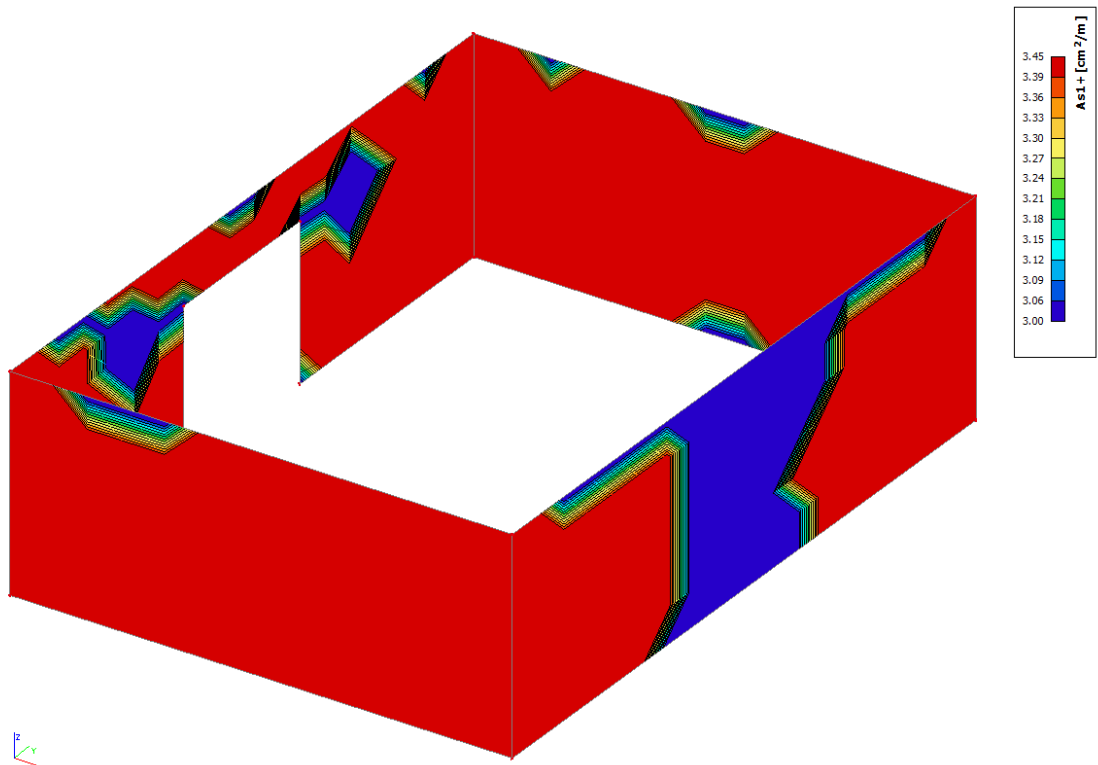
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



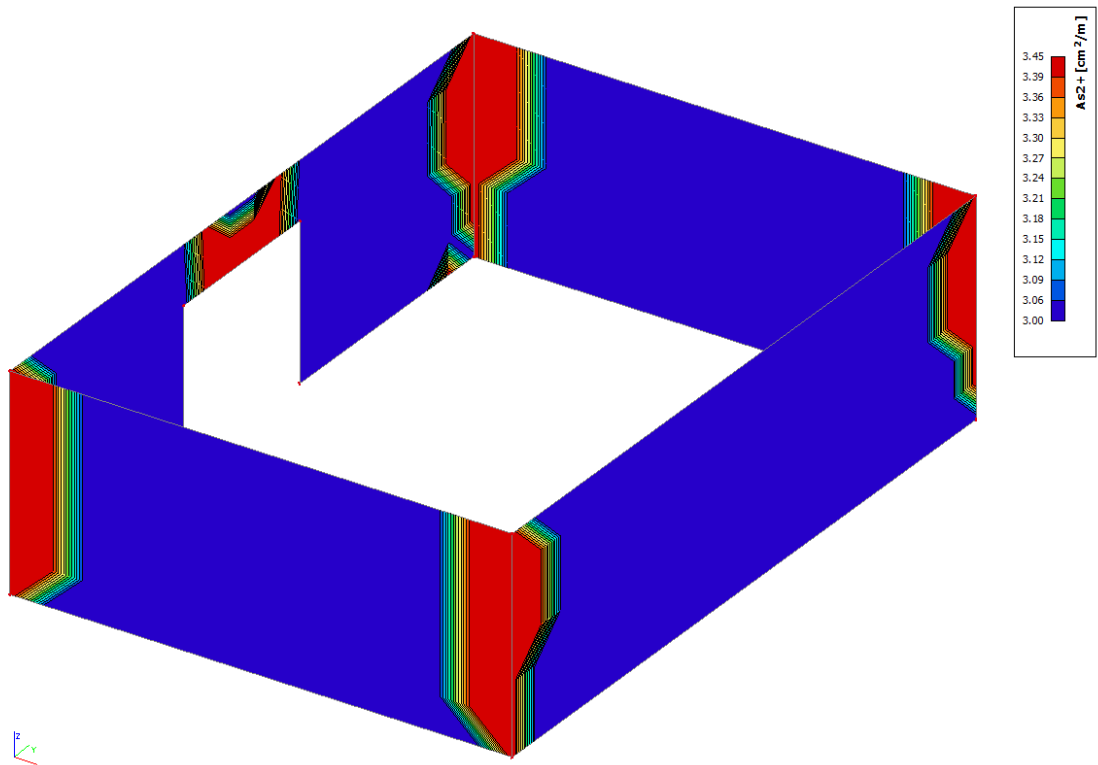
Armatura orizzontale lato esterno.



Armatura verticale lato esterno.



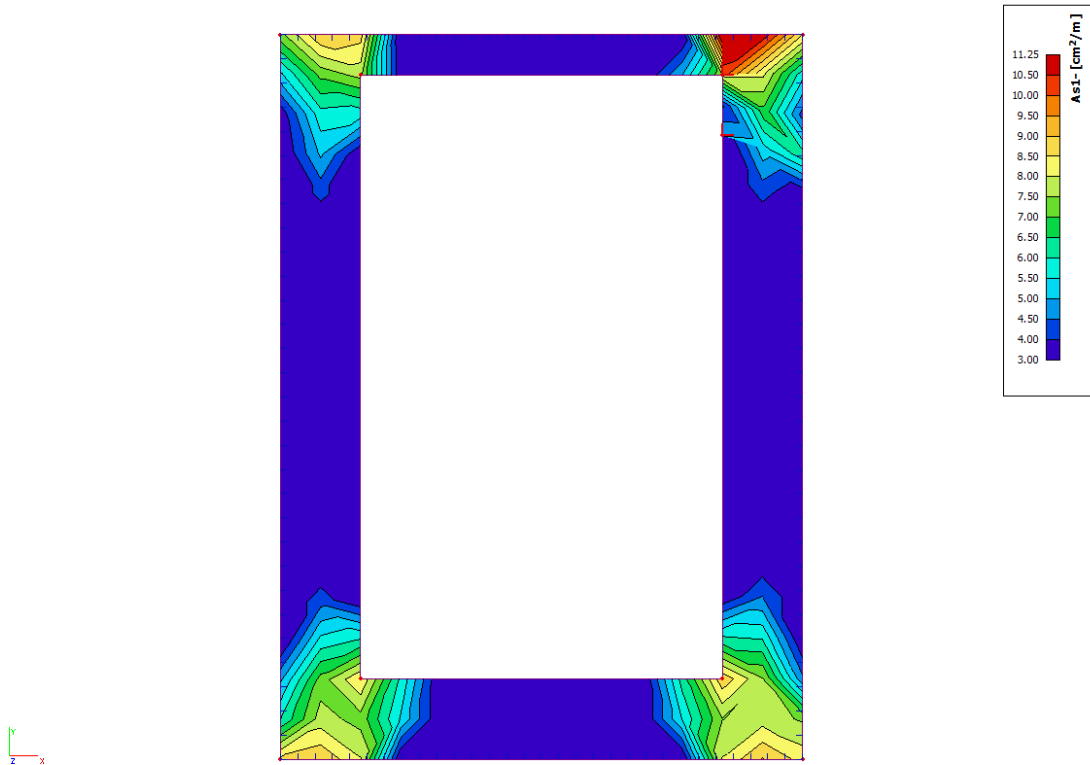
Armatura orizzontale lato interno.

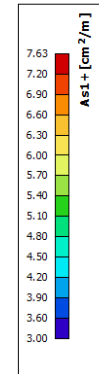
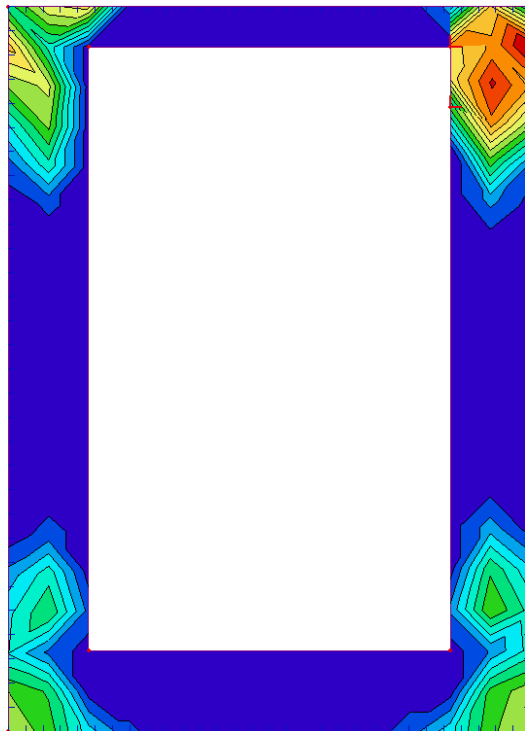
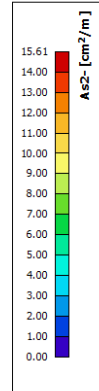
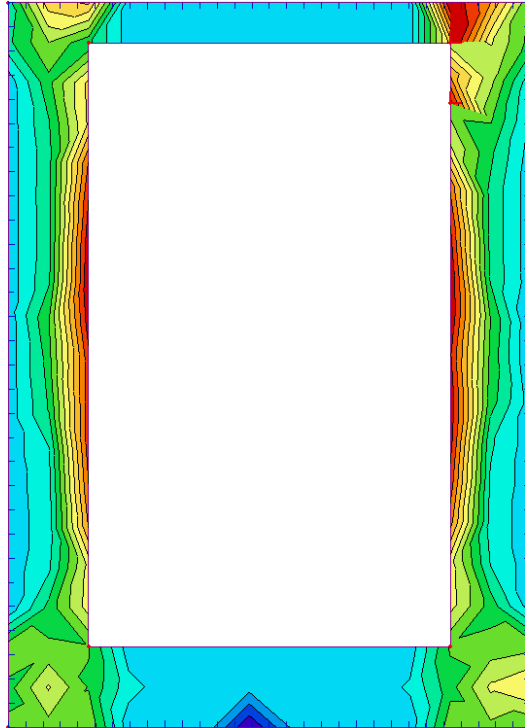


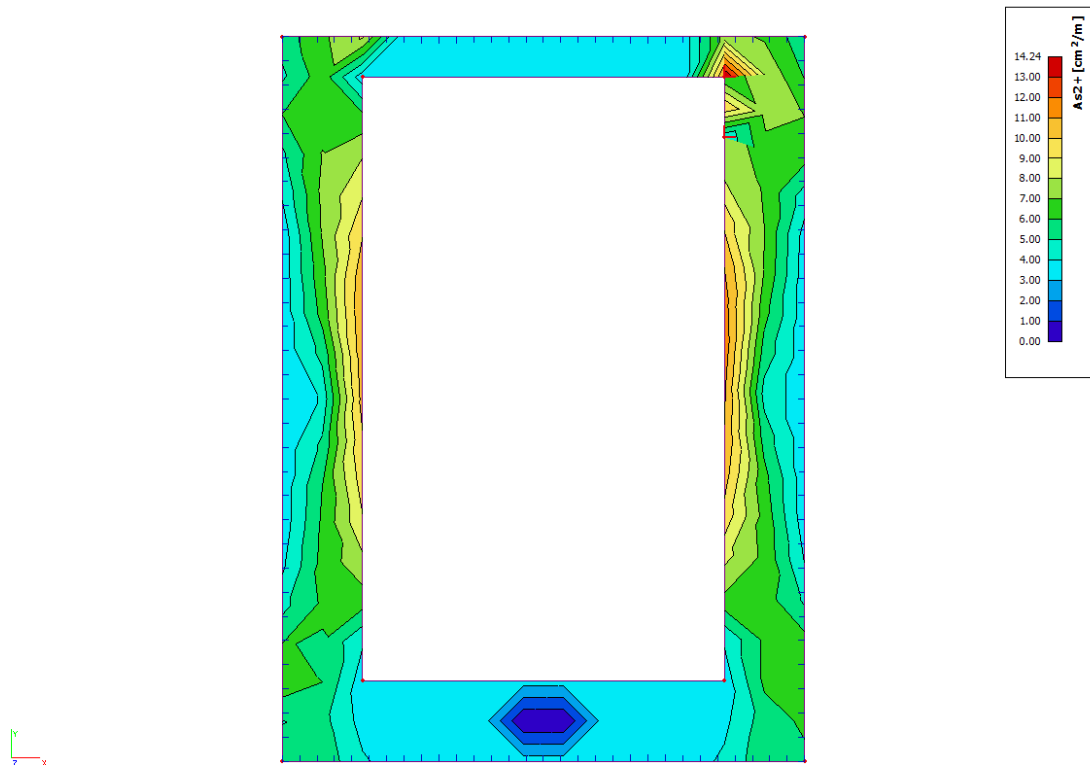
Armatura verticale lato interno.

9.4.3 Solaio piano campagna

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.

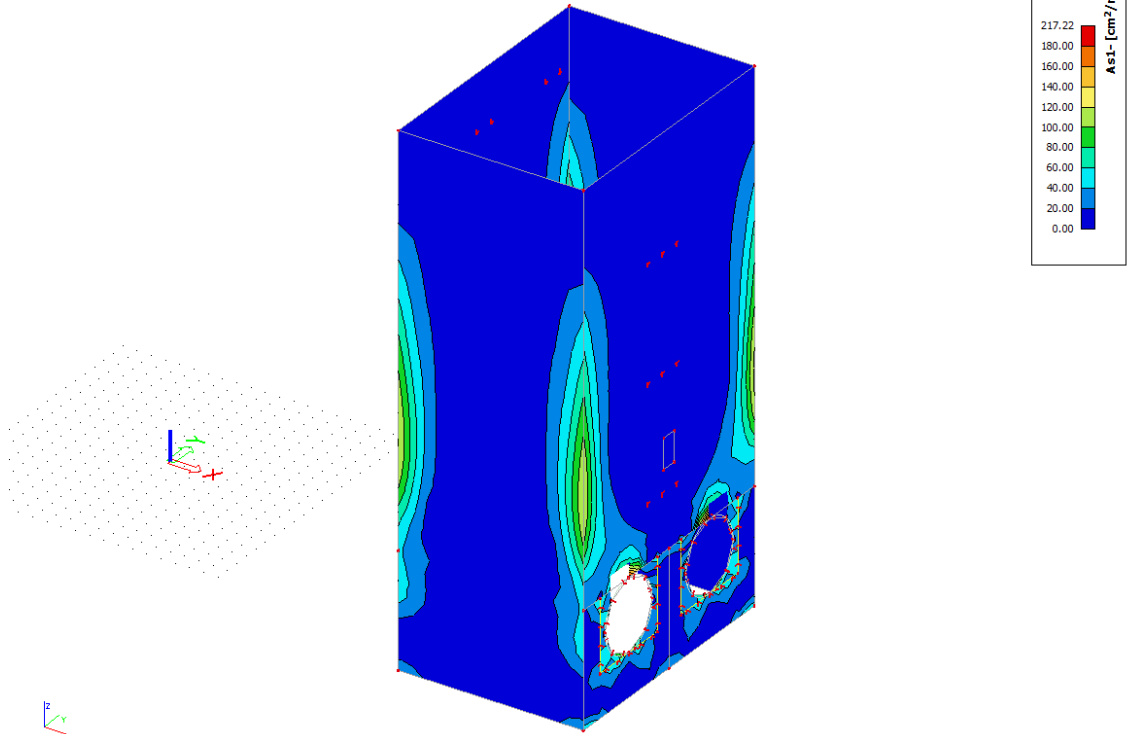




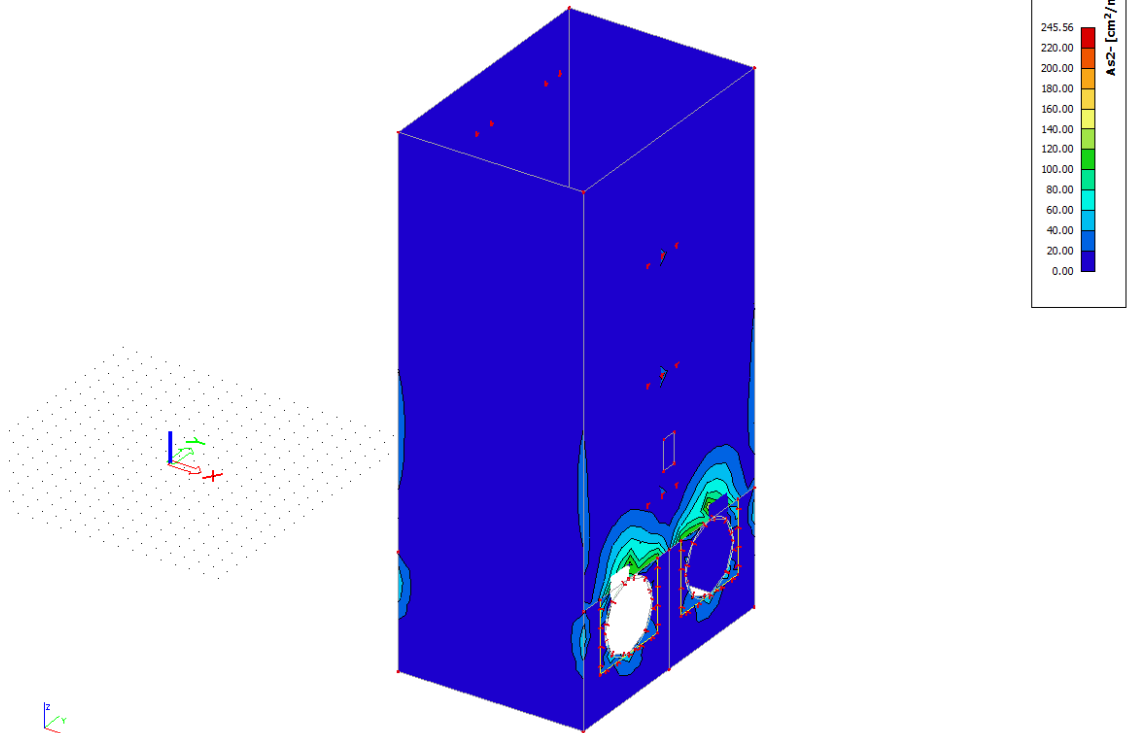


9.4.4 Pareti interrattate

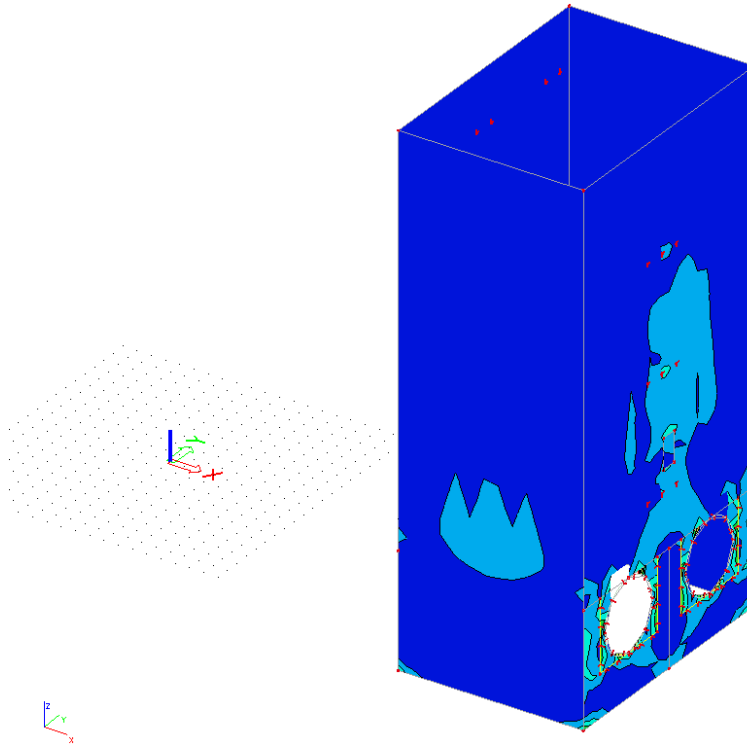
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm²/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



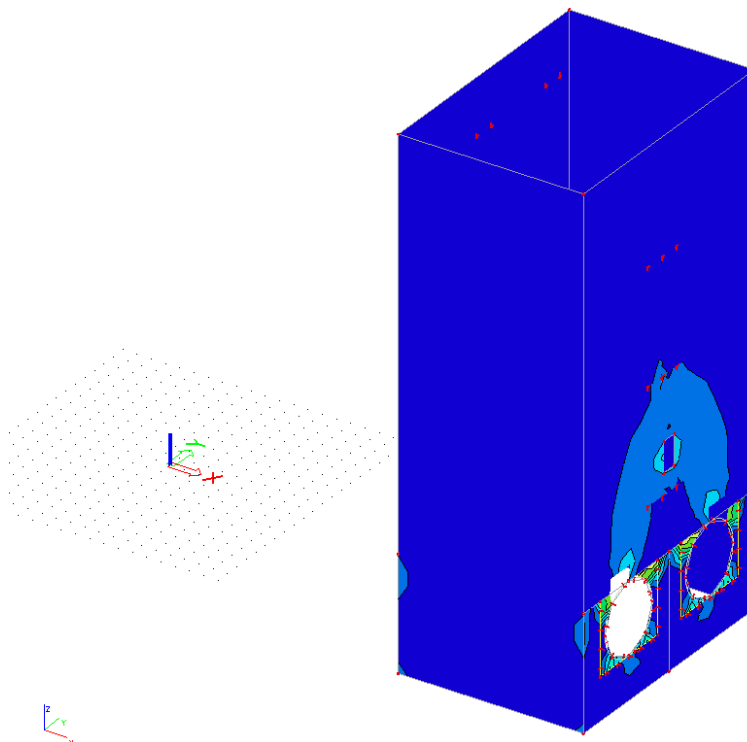
Armatura orizzontale lato terra.



Armatura verticale lato terra.



Armatura orizzontale lato aria

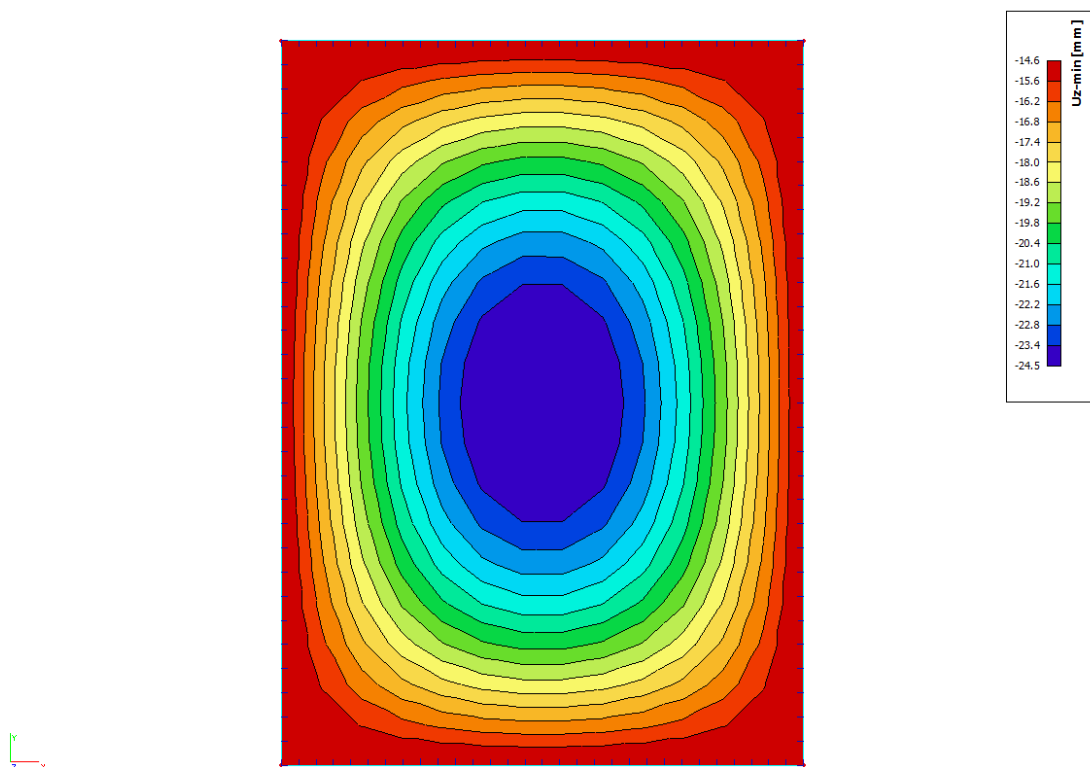


Armatura verticale lato aria.

9.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

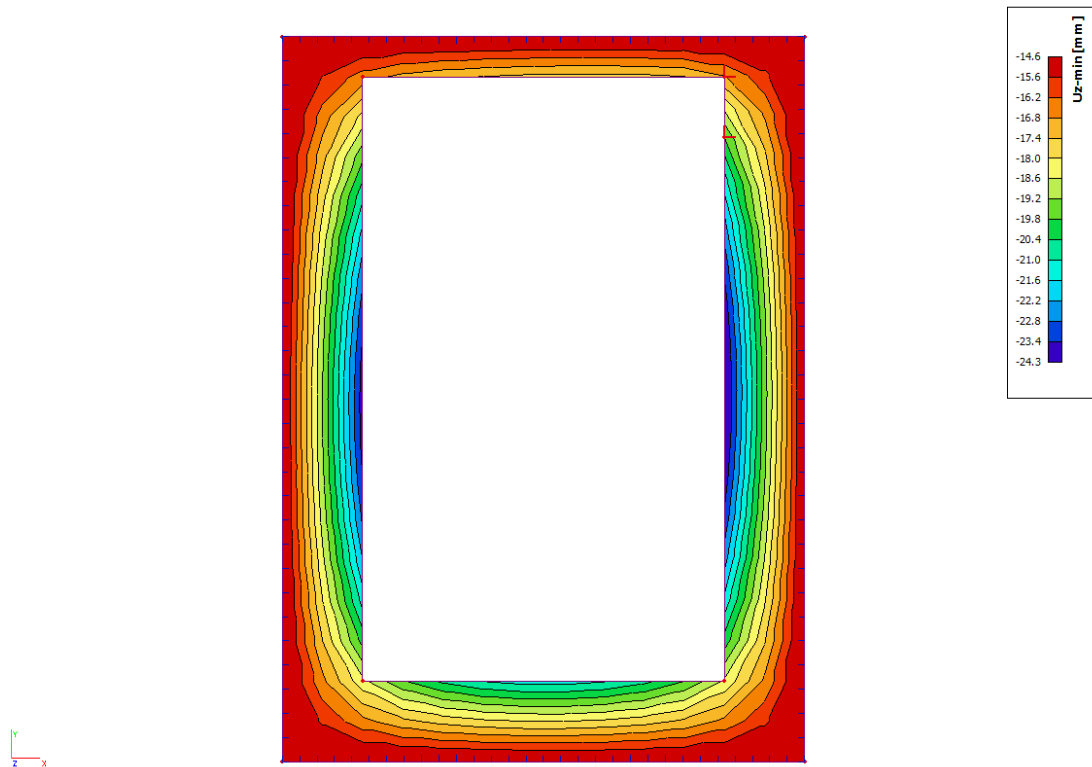
9.5.1 Solaio copertura

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è $u_z=25$ mm. Lo spostamento a lungo termine è circa 3 volte quello istantaneo e risulta circa 75 mm. Si prevede una controfreccia pari a 35 mm.



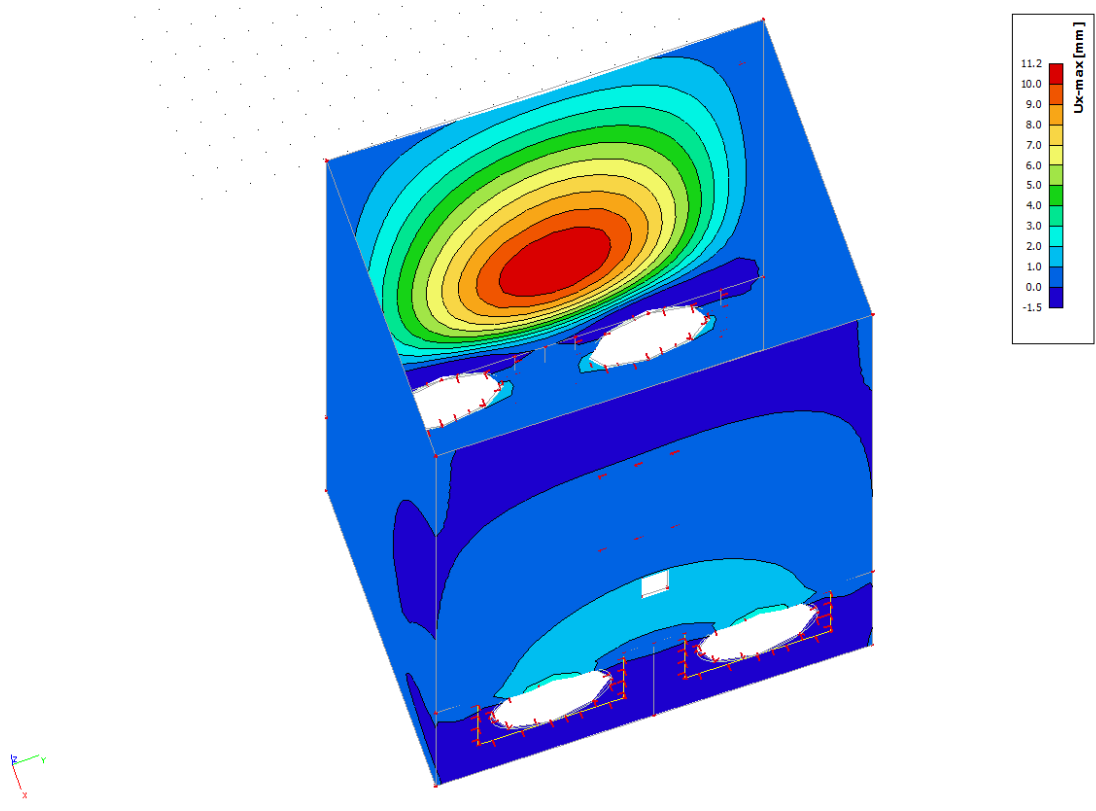
9.5.2 Solaio piano campagna

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni.



9.5.3 Pareti interrimate esterne

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti orizzontali massimi, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è stimato in $u_{x, max}=11$ mm.



10. Torino piezometrico

10.1 Premessa

L'opera si configura come una struttura in calcestruzzo a sviluppo verticale, costituita da due cilindri compenetranti, diametro interno $d_i=12,0$ m, in gran parte interrata, altezza totale 55,00 m, altezza interrata 48,0 m. Nella parte bassa passano le due tubazioni con distanza assiale di 8,50 m, forate nella parte superiore. La parte fuori terra ha la stessa forma in pianta della parte interrata e solaio di copertura.

Strutture in calcestruzzo

Diametro interno cilindri	$d_i=12,00$ m
Spessore muri interrati	$s=1,50$ m
Spessore muri fuori terra	$s=30$ cm
Spessore solaio copertura	$s=50$ cm

Strutture in acciaio

Diametro interno delle condotte	$d_i=4,50$ m
Spessore condotte	$s=50$ mm

10.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

10.2.1 Carichi permanenti

Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$.

Sovraccarico permanente solaio copertura $g_2 = 10,00$ kN/m²

10.2.2 Carichi variabili

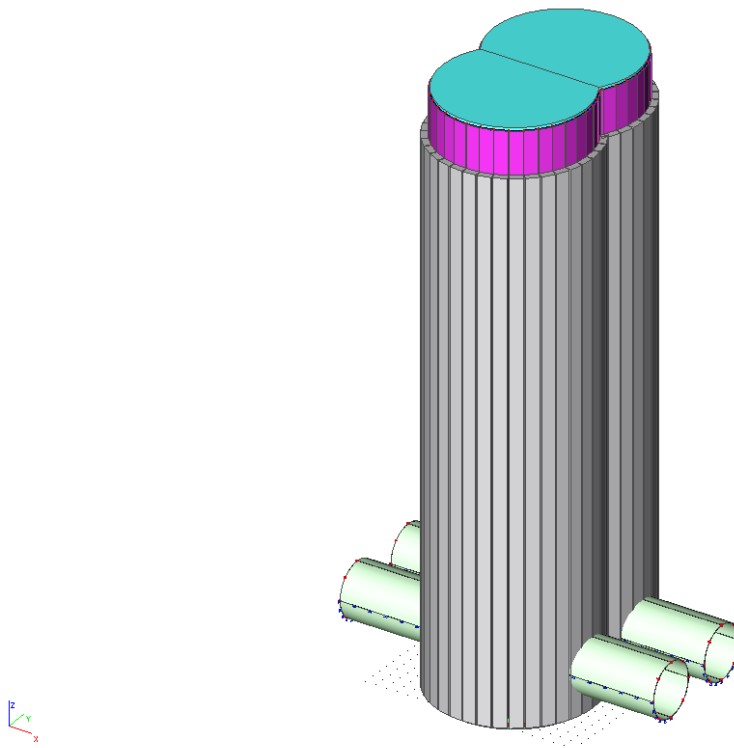
Carico neve $q_3 = 1,70$ kN/m²

Peso e spinta dell'acqua

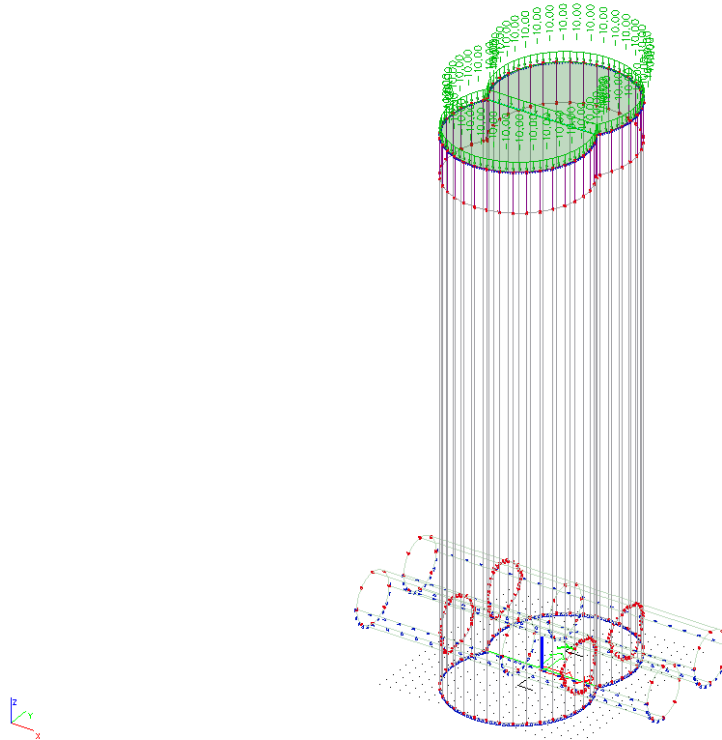
Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10,0 \text{ kN/m}^3$.

10.3 Modello di calcolo e carichi applicati

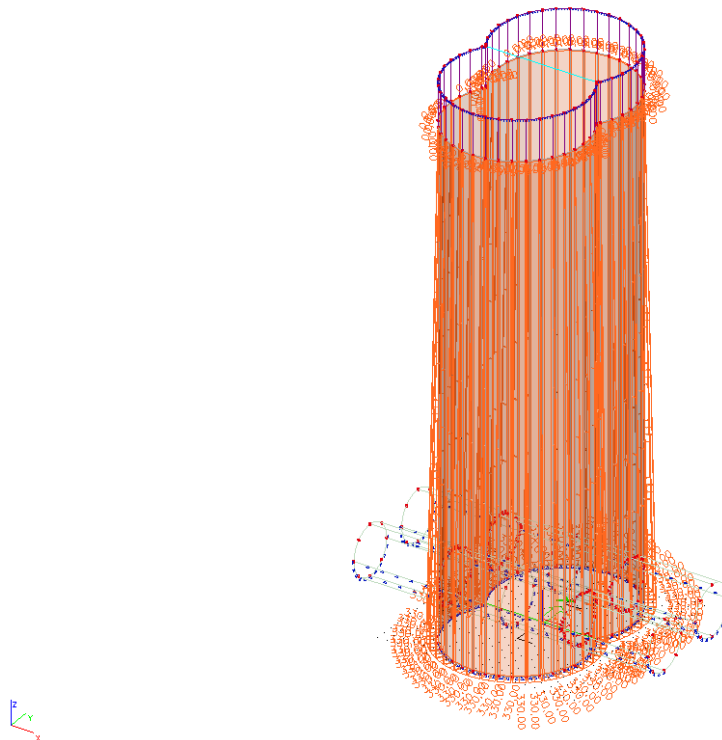
10.3.1 Modello di calcolo



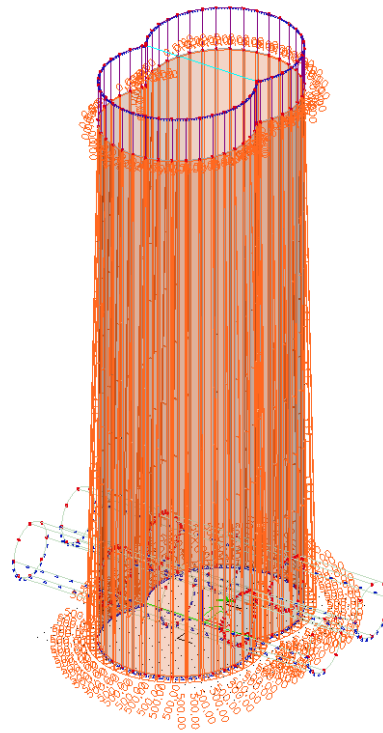
10.3.2 Carichi applicati



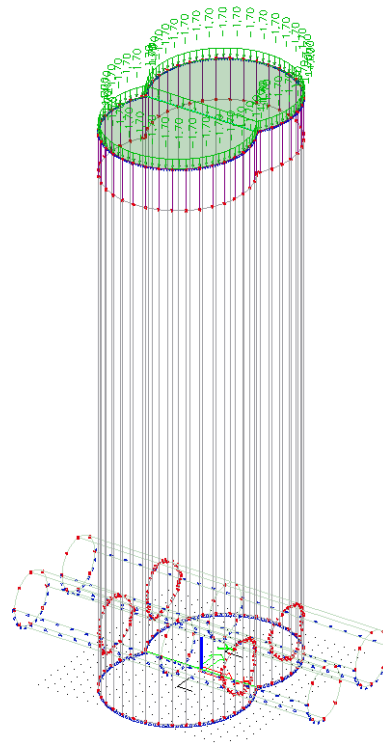
Sovraccarico permanente solai e scale.



Sovraccarico permanente terreno.



Sovraccarico variabile acqua.

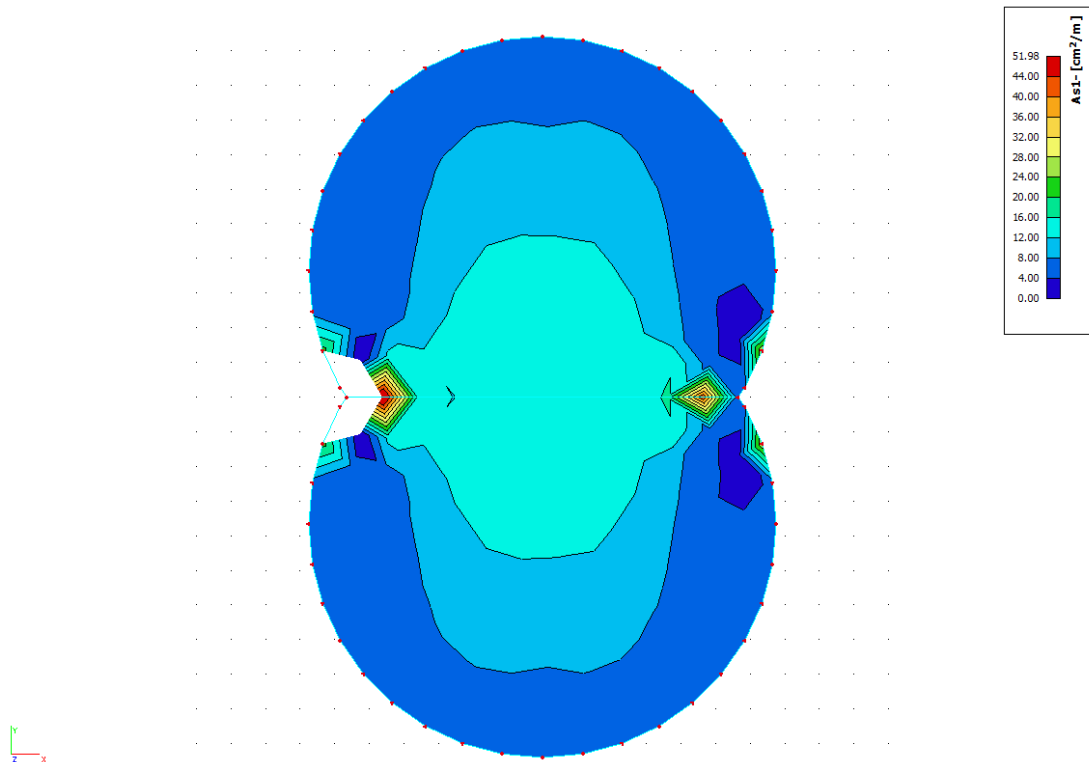


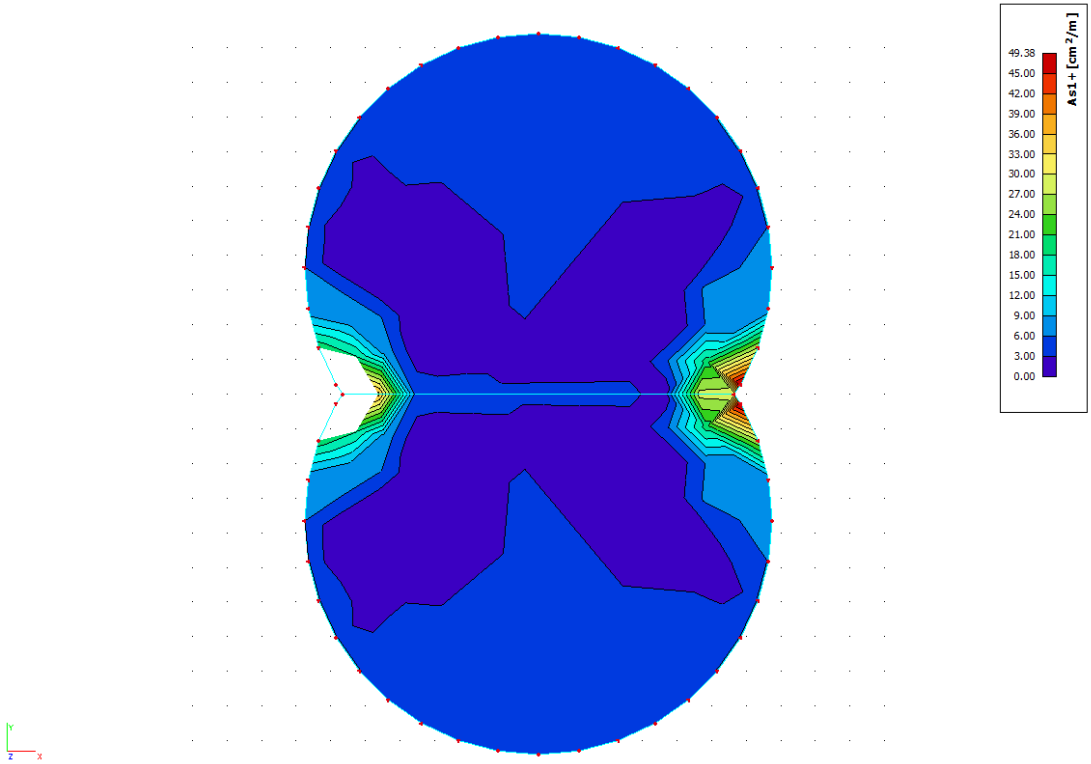
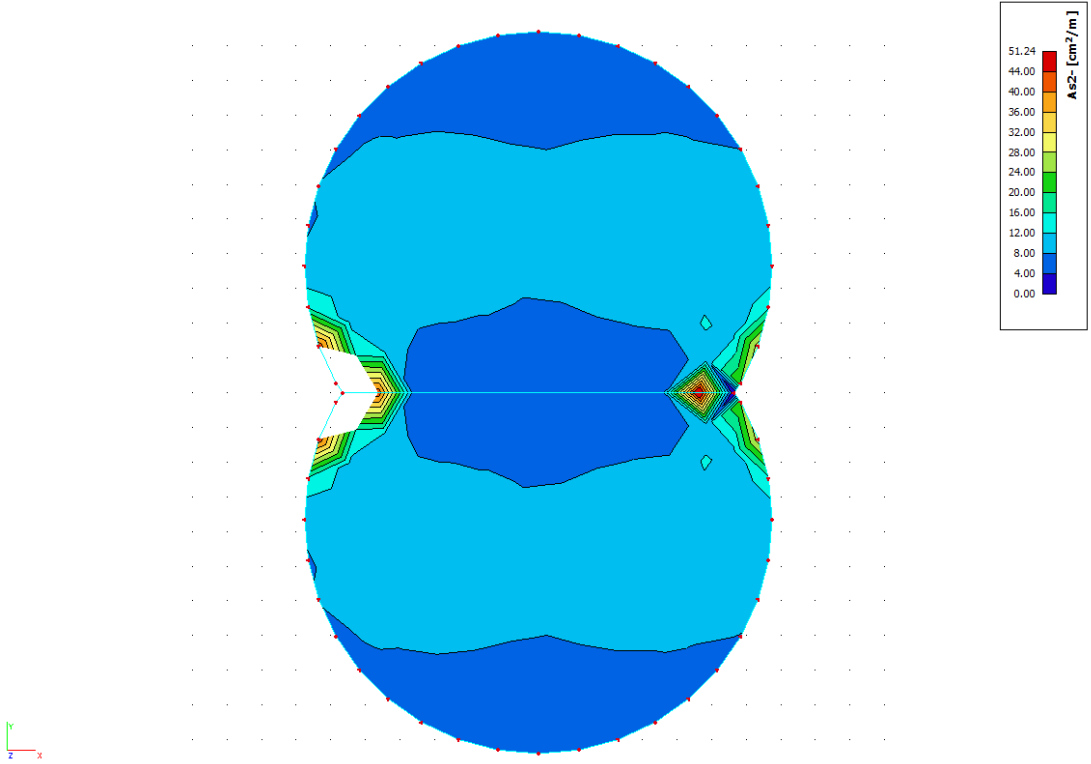
Sovraccarico variabile neve.

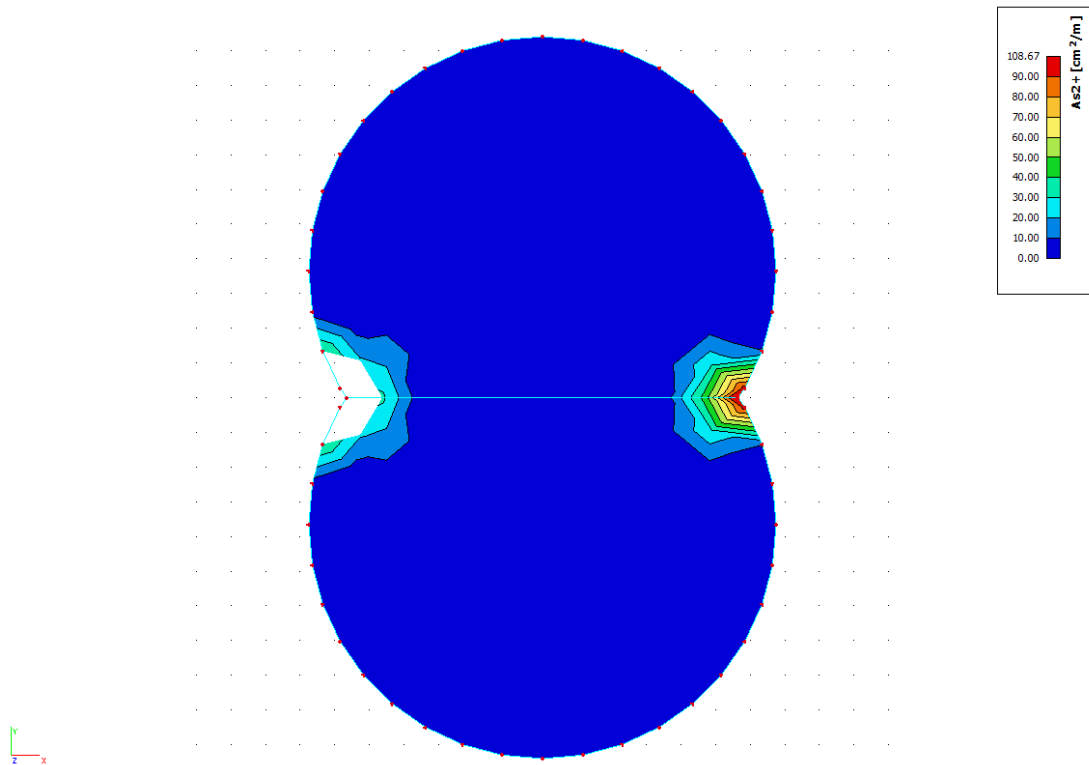
10.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

10.4.1 Solaio di copertura

Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) al lembo inferiore e al lembo superiore nelle due direzioni di posa.

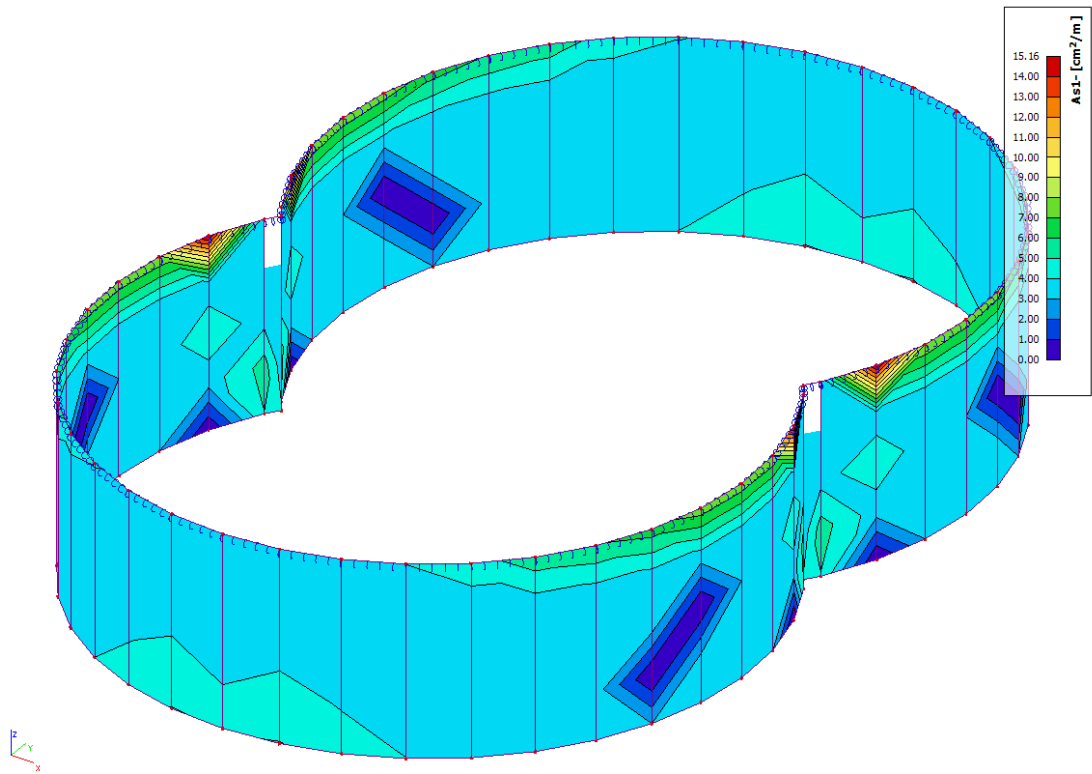




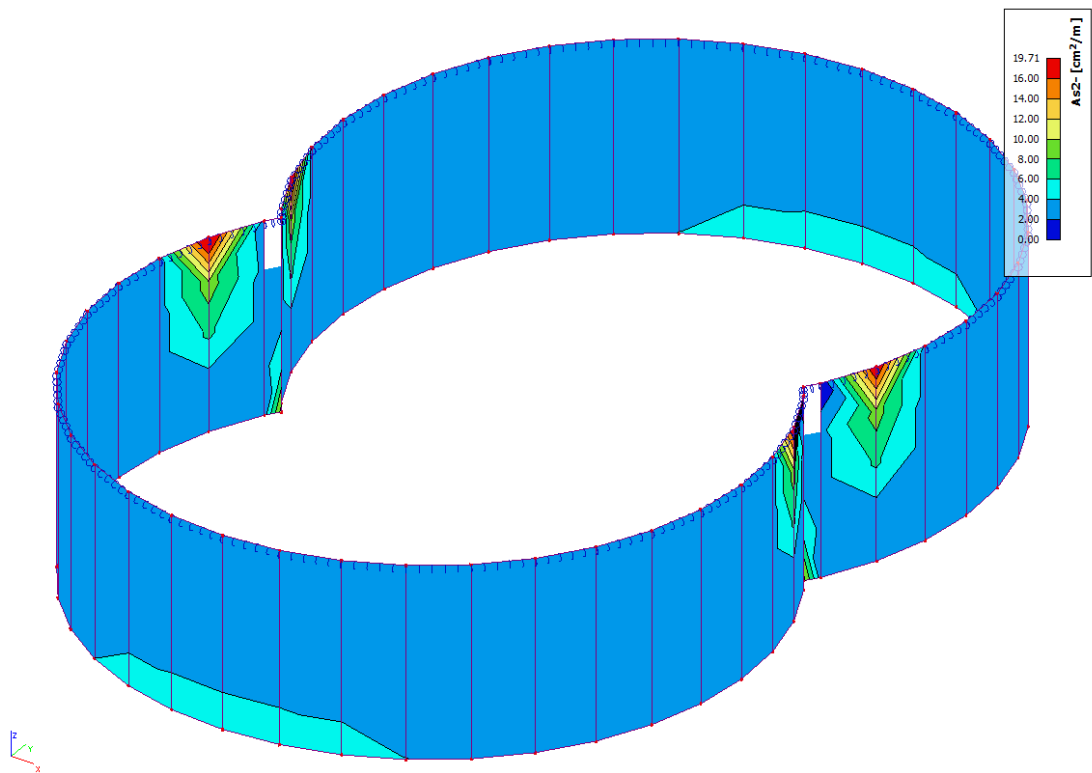


10.4.2 Pareti piano campagna

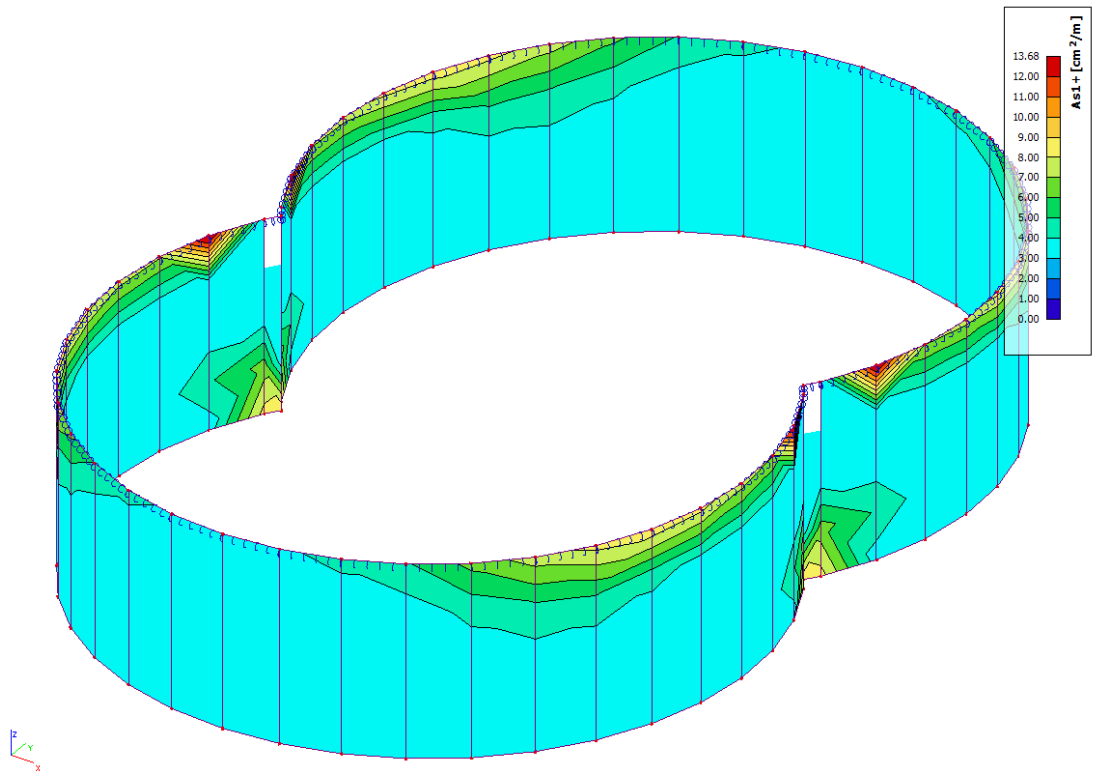
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



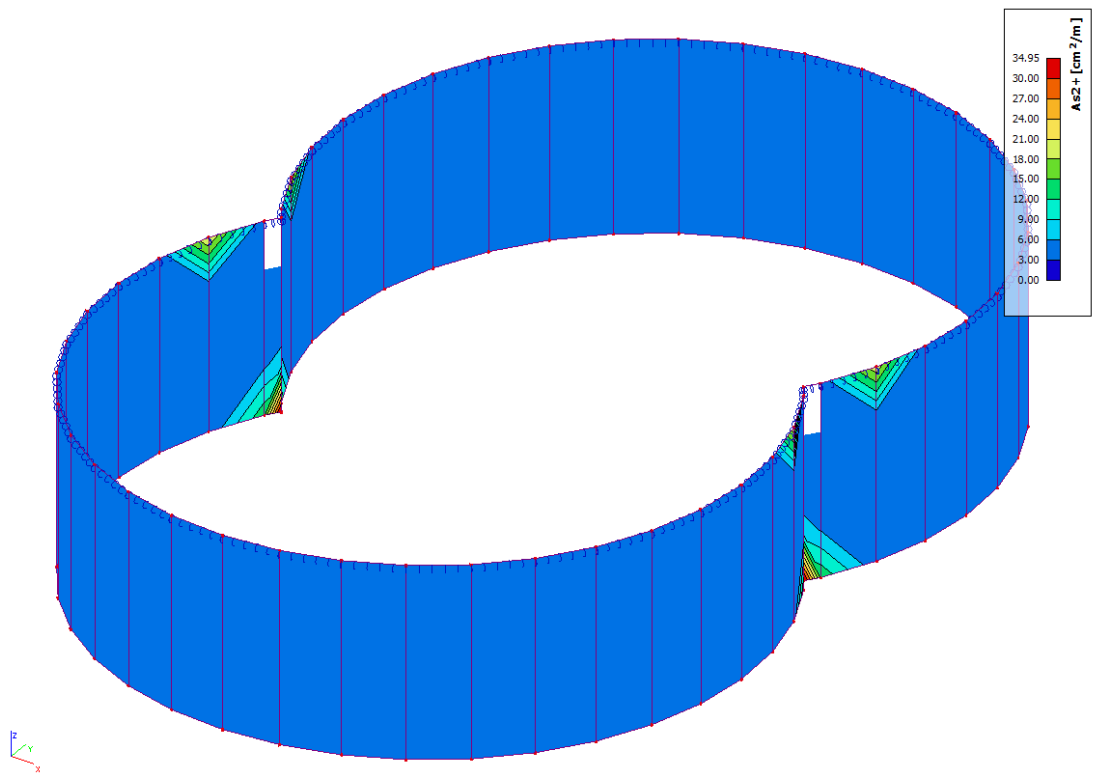
Armatura orizzontale lato esterno.



Armatura verticale lato esterno.



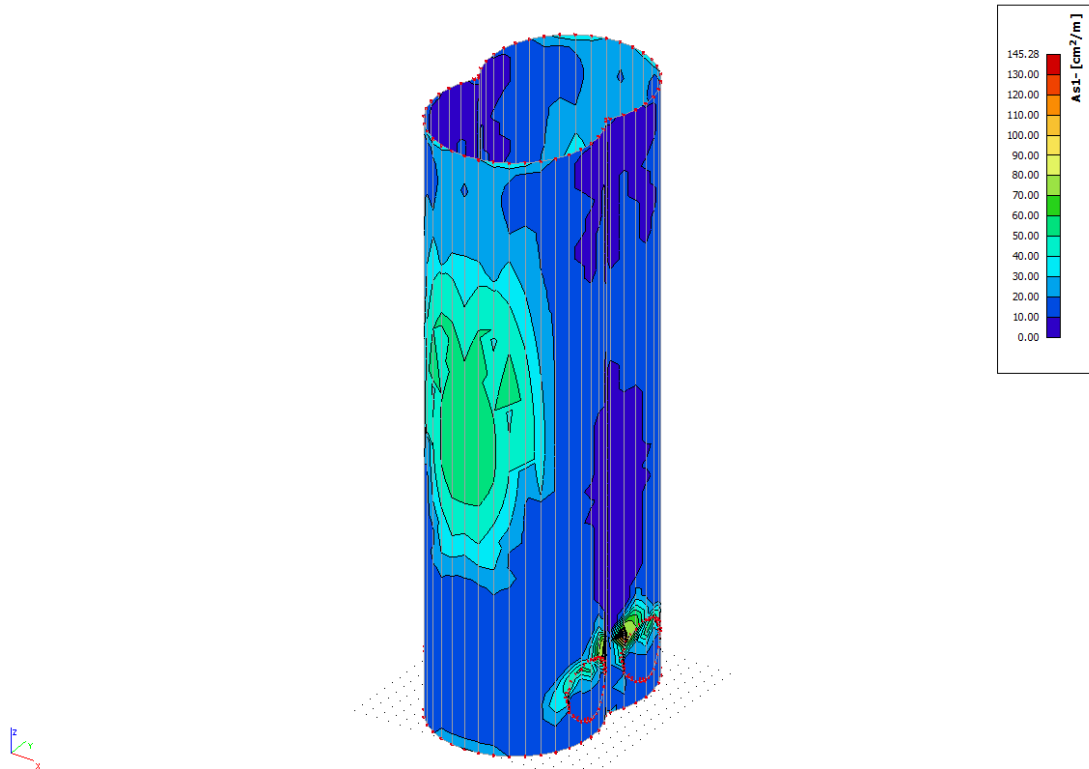
Armatura orizzontale lato interno.



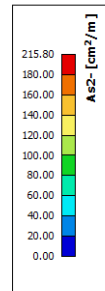
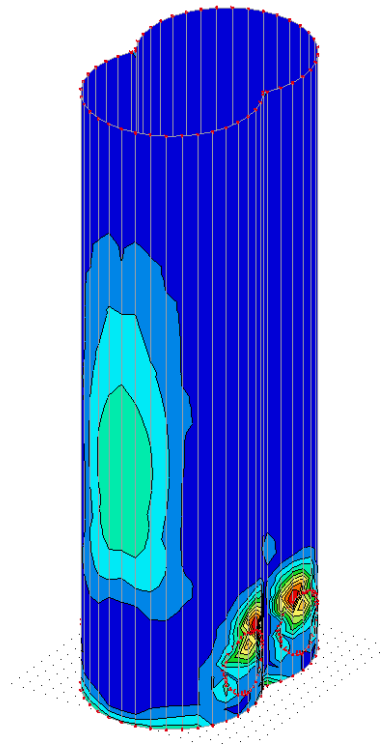
Armatura verticale lato interno.

10.4.3 Pareti interrato

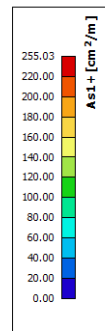
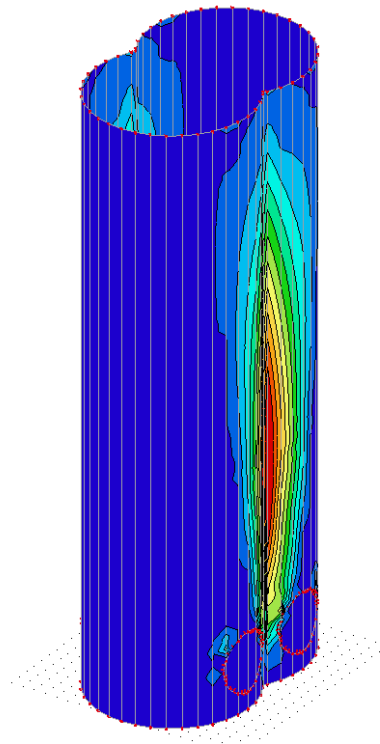
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



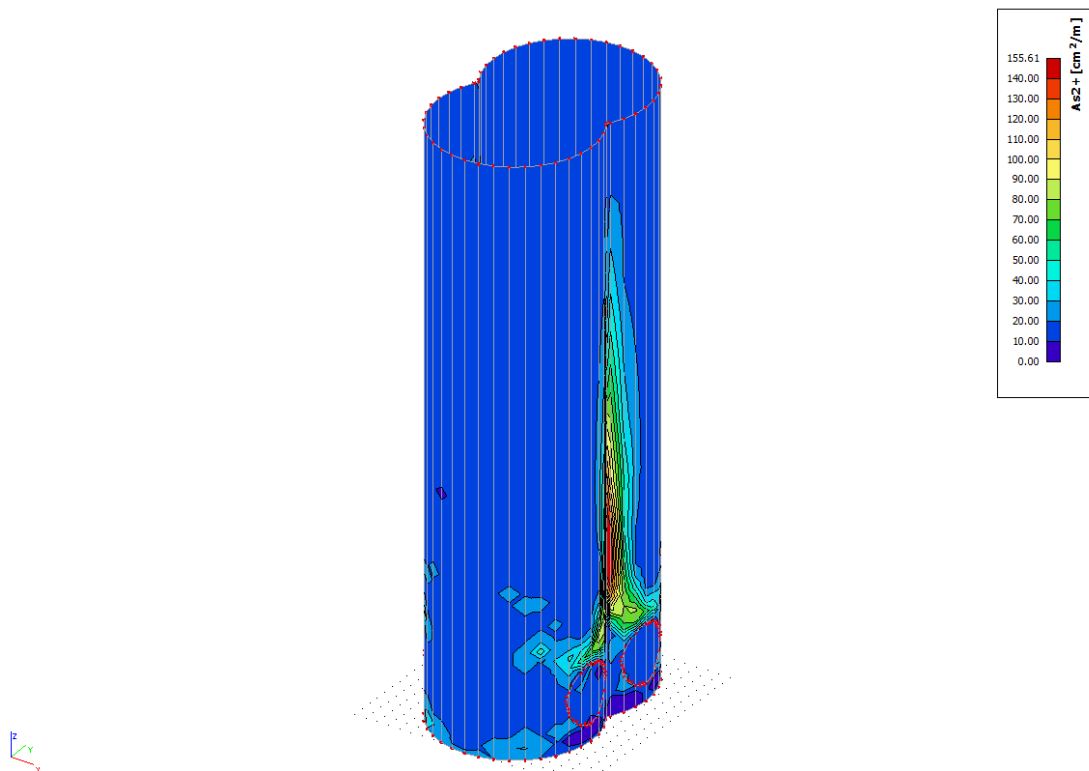
Armatura orizzontale lato terra.



Armatura verticale lato terra.



Armatura orizzontale lato aria

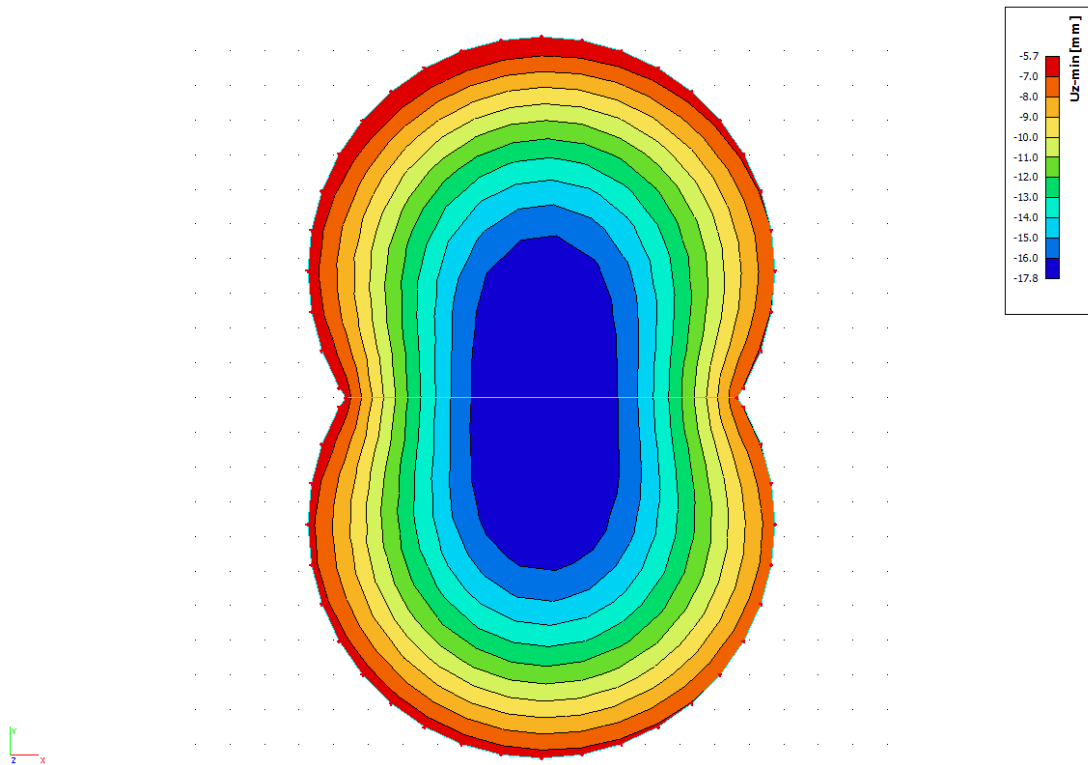


Armatura verticale lato aria.

10.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

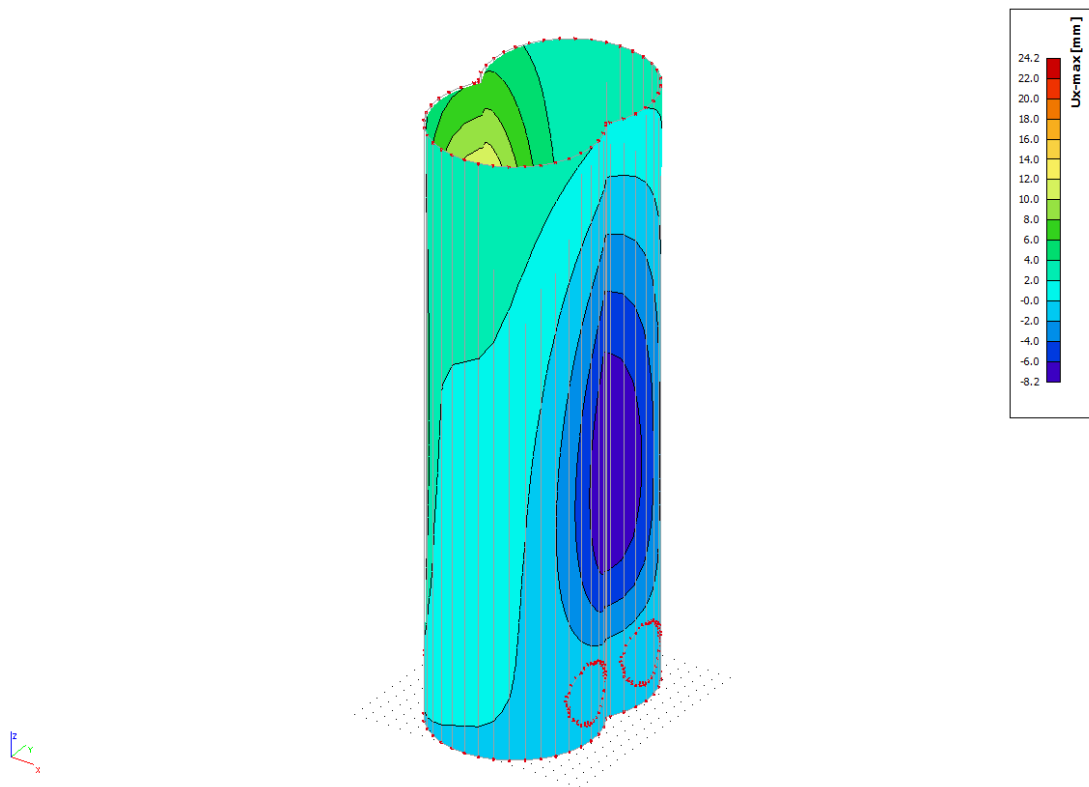
10.5.1 Solaio copertura

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti verticali del solaio di copertura, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo, depurato dell'abbassamento degli appoggi è $u_z=12$ mm. Lo spostamento a lungo termine è circa 3 volte quello istantaneo e risulta circa 36 mm.



10.5.2 Pareti interrato

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti orizzontali massimi, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è stimato in $u_{x, \max} = 25$ mm.



11. Pozzetto di deviazione

11.1 Premessa

L'opera si configura come una struttura interrata in calcestruzzo a sviluppo verticale, costituita da due cilindri penetrantisi, diametro interno $d_i=12,0$ m, altezza 55,00 m. Le due condotte in acciaio, con distanza assiale 11,50 m, compiono nella parte superiore una piega a 90°, come pure nella parte inferiore della struttura, per un dislivello di 47 metri.

Strutture in calcestruzzo

Diametro interno cilindri	$d_i=12,00$ m
Spessore muri interrati	$s=1,50$ m

Strutture in acciaio

Diametro interno delle condotte	$d_i=4,50$ m
Spessore condotte	$s=50$ mm

11.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

11.2.1 Carichi permanenti

Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$.

Sovraccarico permanente blocco-solaio copertura $g_2 = 250,00$ kN/m²

Sovraccarico permanente blocco-fondazione $g_2 = 250,00$ kN/m²

11.2.2 Carichi variabili

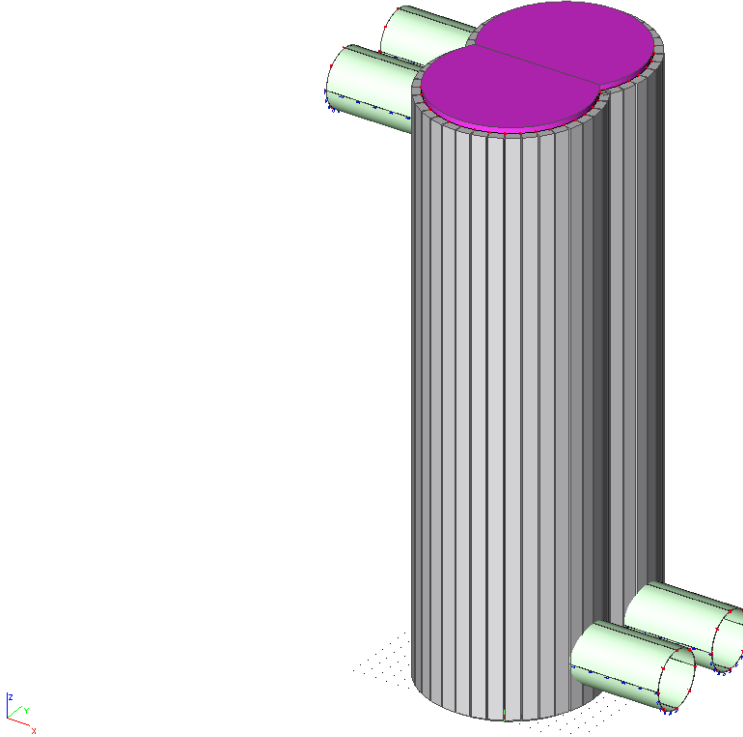
Sovraccarico variabile automezzi sul piano campagna $q_3 = 20,00$ kN/m²

Peso e spinta dell'acqua

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10,0$ kN/m³.

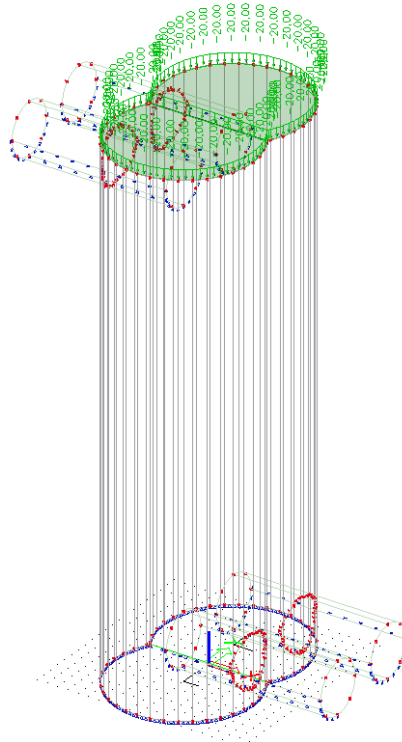
11.3 Modello di calcolo e carichi applicati

11.3.1 Modello di calcolo





Sovraccarico variabile acqua.

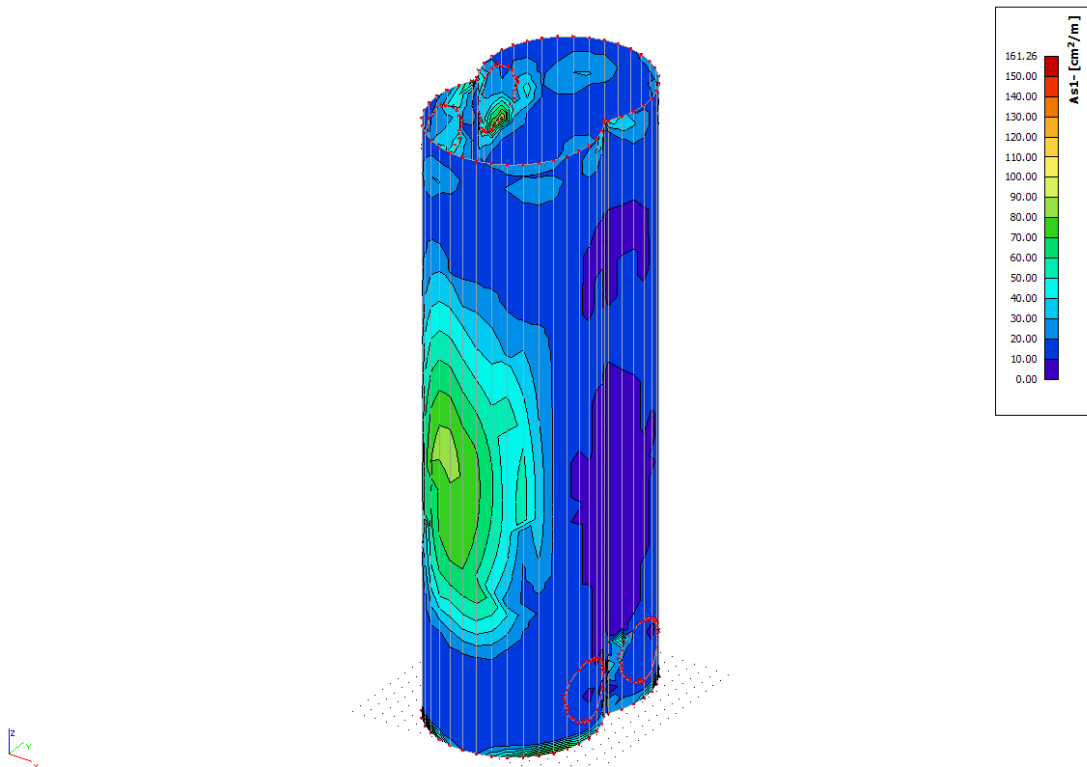


Sovraccarico variabile.

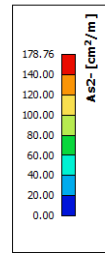
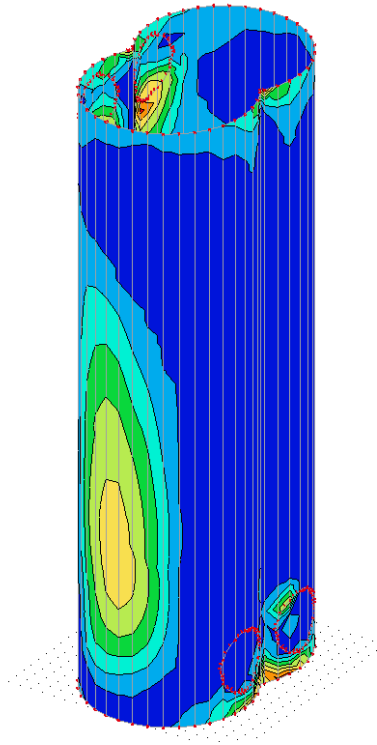
11.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

11.4.1 Pareti interrato

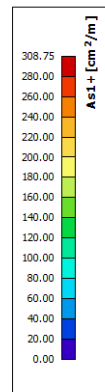
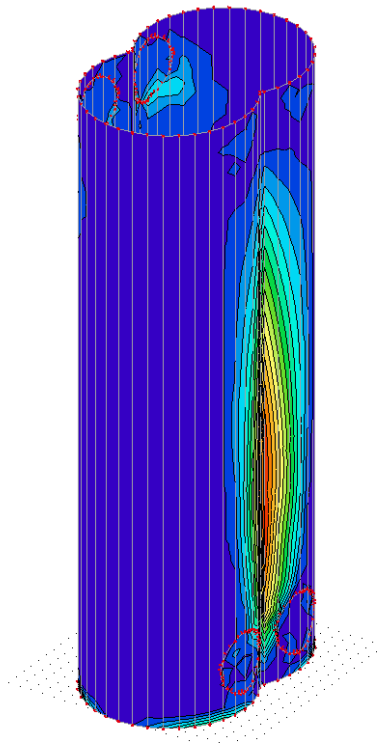
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



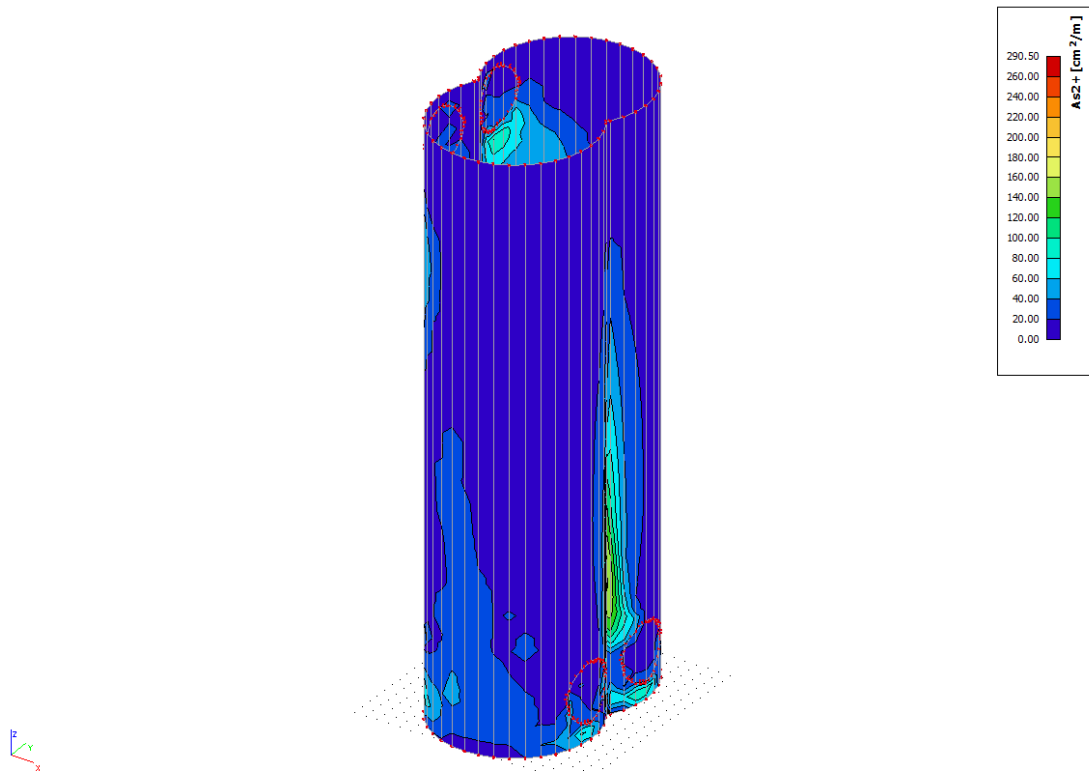
Armatura orizzontale lato terra.



Armatura verticale lato terra.



Armatura orizzontale lato aria

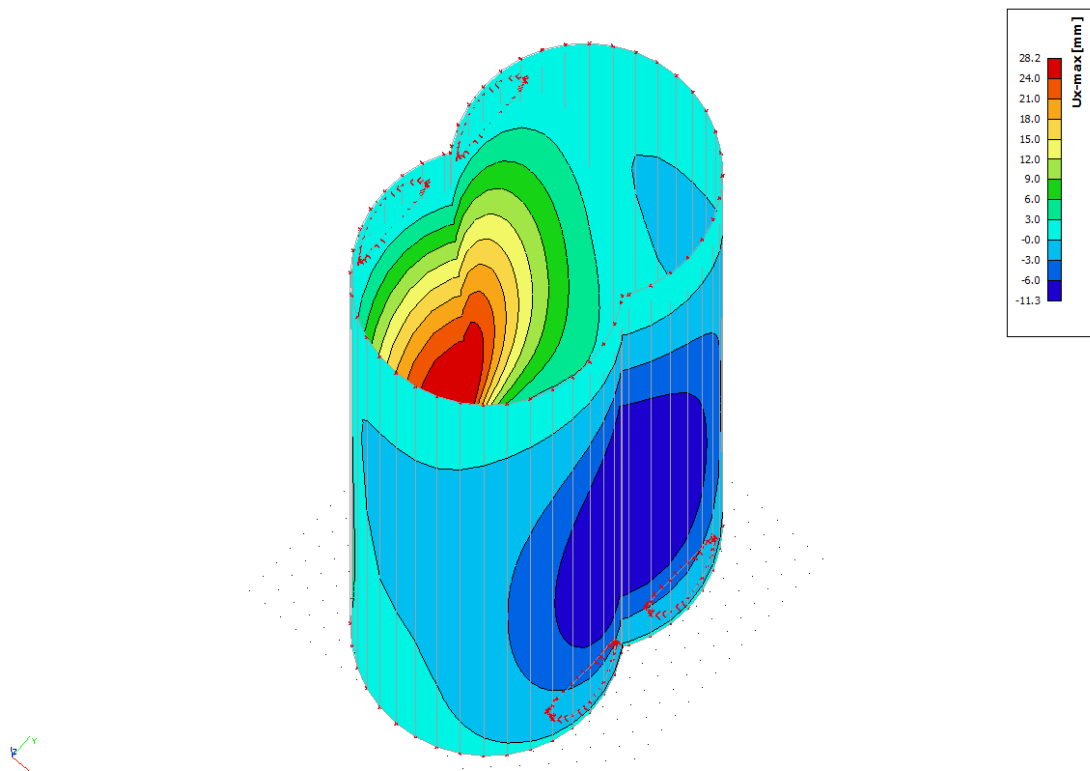


Armatura verticale lato aria.

11.5 Verifiche degli Stati Limite di Esercizio (SLE)

11.5.1 Pareti interrato

Si riportano di seguito, in forma grafica, gli spostamenti orizzontali massimi, per la combinazione rara delle azioni. Lo spostamento istantaneo massimo è stimato in $u_{x, \max} = 28$ mm.



12. Centrale di produzione energia

12.1 Premessa

La struttura, completamente interrata, e costruita in calcestruzzo armato normale è composta da un locale a pianta rettangolare di dimensioni 31 m x 74 m e altezza 21 m sotto il quale sono realizzati due pozzi di diametro 28 m e latezza 50 m, uno per ciascun gruppo turbina-generatore. Le pareti dei due pozzi sono realizzate come diaframmi. I solai, su diversi livelli sostengono i carichi verticali e hanno la funzione aggiuntiva di puntellare le pareti opposte, contro la spinta del terreno. Un fabbricato, in aderenza al locale superiore, ospita tre trasformatori. Tutte le strutture sono realizzate calcestruzzo armato. Il solaio di copertura del fabbricato turbine è irrigidito da travi fuori spessore di altezza 1,50 m, poste ad interasse $i=2,00$ m.

Gli spessori dei principali elementi strutturali sono i seguenti.

Edificio principale

pareti esterne

$s=120$ cm

solaio copertura s=50 cm; travi 30x150, interasse i=200 cm

Pozzi gruppo generatore-turbina

pareti controterra s=150 cm

Edificio trasformatori

Fondazioni s=50 cm

Muri esterni ed interni s=50 cm

Solaio intermedio s=30 cm

Solaio di copertura s=50 cm

12.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

12.2.1 Carichi permanenti

Sovraccarico permanente solai	$g_2 =$	3,00 kN/m ²
Carico generatore	$g_3 =$	3600 kN (360 t)
Carico trasformatore mt/at	$g_4 =$	1495 kN (149,5 t)
Carico trasformatore mt/bt	$g_5 =$	605 kN (60,5 t)
Carico girante	$g_6 =$	500 kN (50 t)
Carico olio	$g_7 =$	9,0 x 2,00 = 18,0 kN/m ²
Carico acqua	$g_8 =$	10,0 x 2,00 = 20,0 kN/m ²

Carico terreno: calcolato considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³.

12.2.2 Carichi variabili

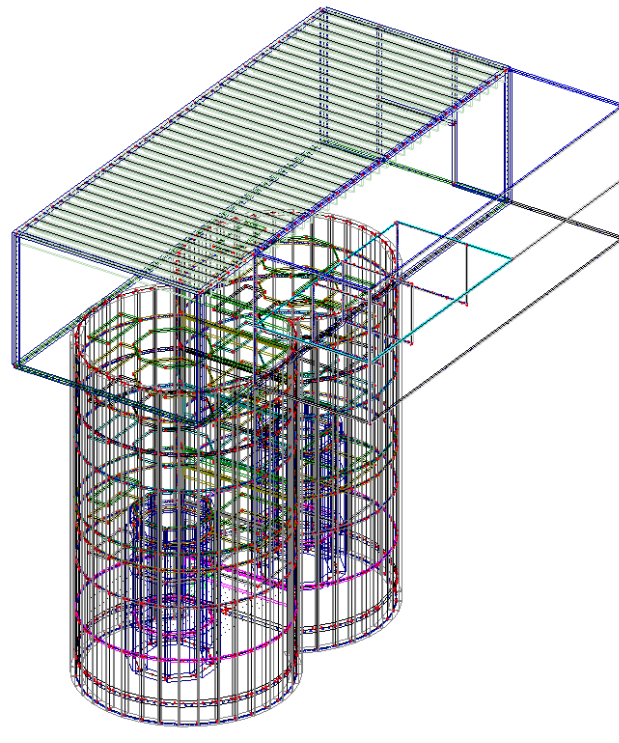
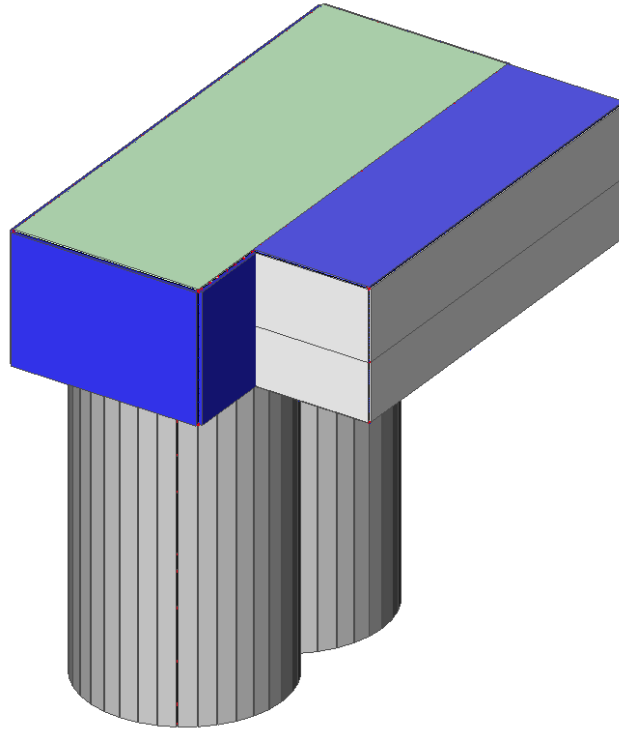
Carico di servizio $q_1 =$ 2,00/4,00 kN/m²

Carico neve $q_2 =$ 1.70 kN/m²

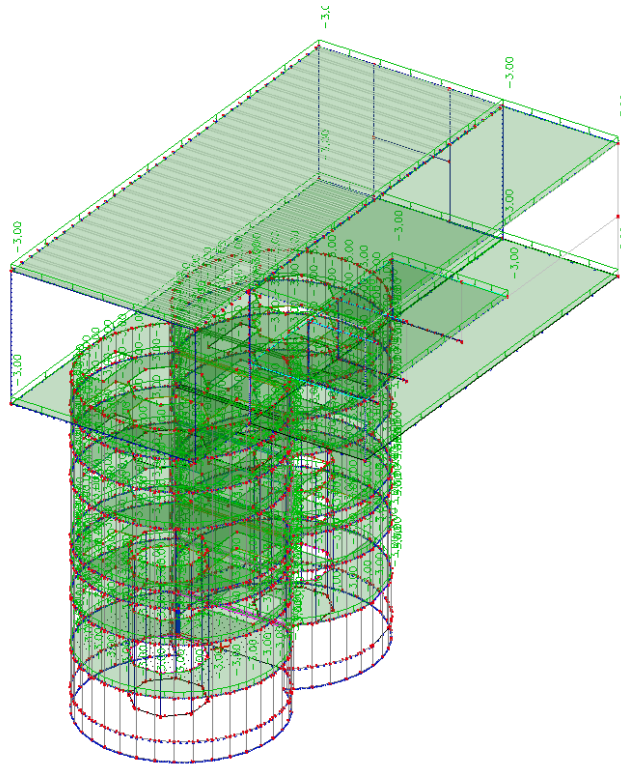
Il carroponete principale dovrà essere in grado di sollevare pesi fino a 2500 kN (250 t).

12.3 Modello di calcolo e carichi applicati

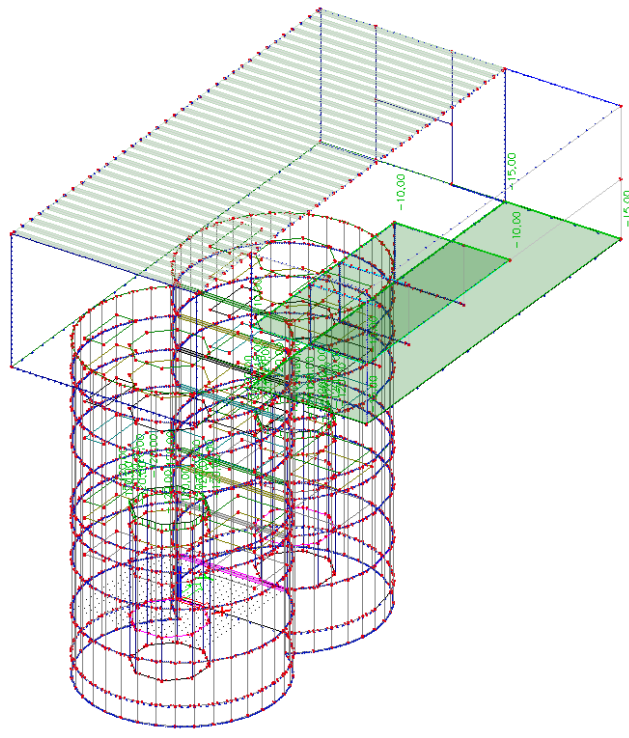
12.3.1 Modello di calcolo



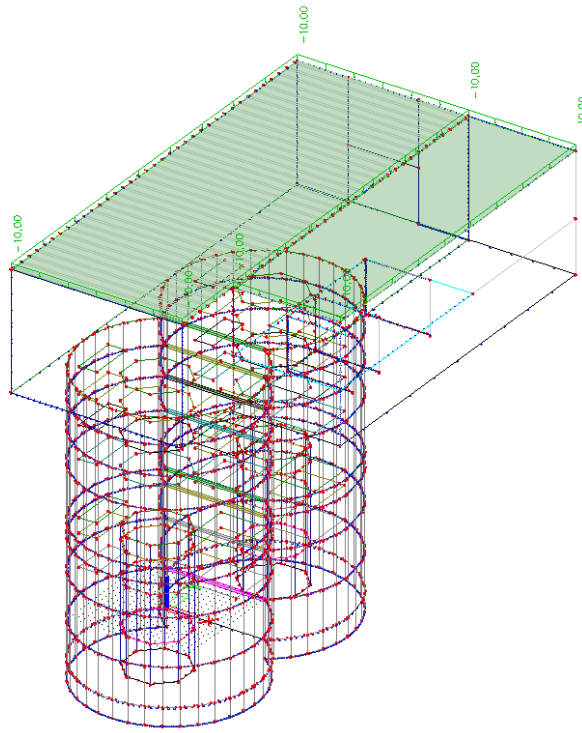
12.3.2 Carichi applicati



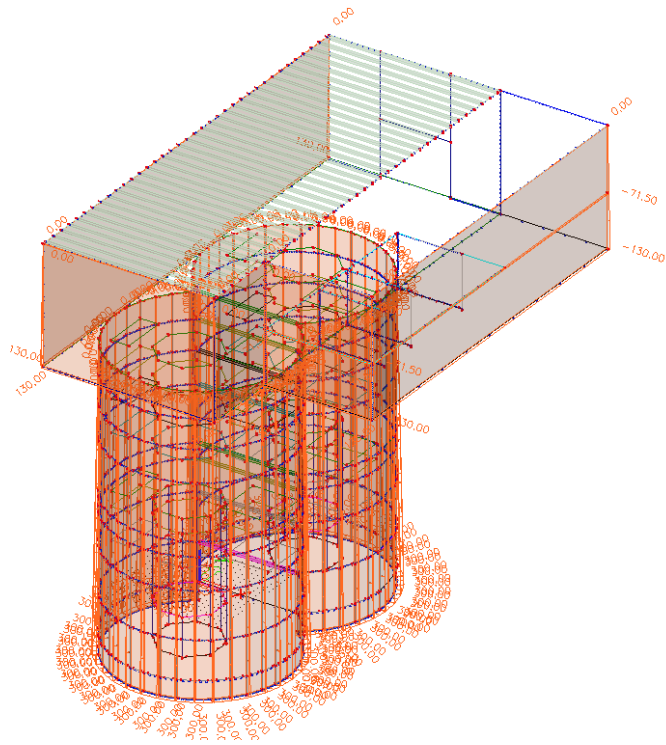
Sovraccarico permanente solai.



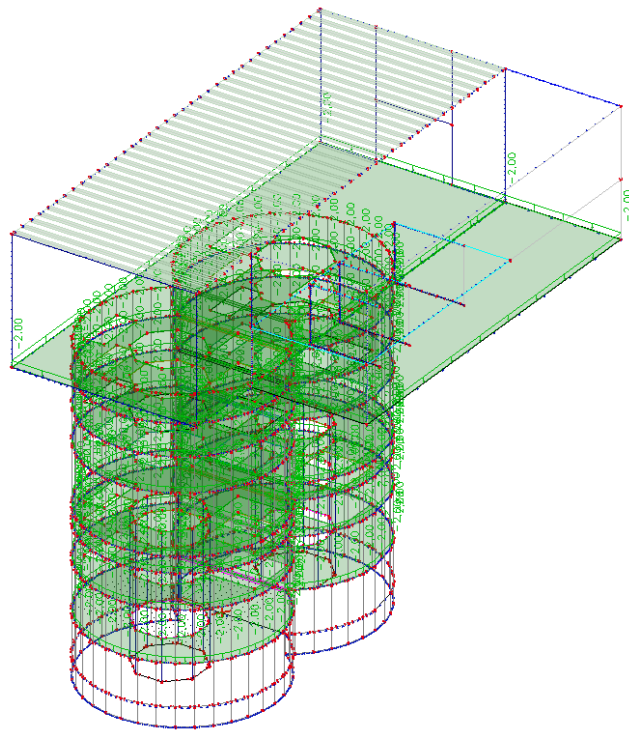
Sovraccarico permanente macchinari.



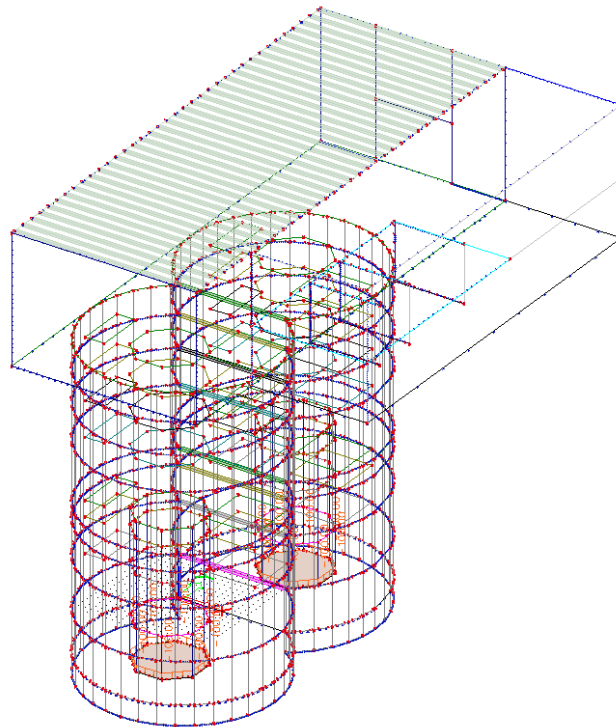
Sovraccarico permanente peso terreno



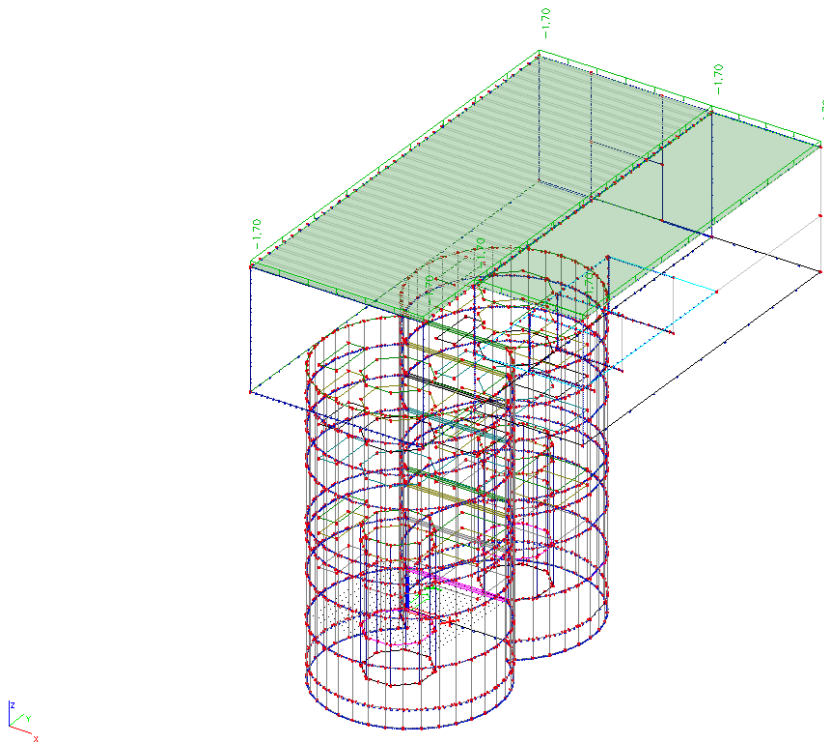
Sovraccarico permanente spinta terreno,



Sovraccarico variabile solai.



Sovraccarico variabile acqua.



Sovraccarico variabile neve.

13. Opera di restituzione/presa

13.1 Premessa

L'opera si configura come una struttura interrata in calcestruzzo, a sviluppo verticale, costituita da un cilindro, diametro interno $d_i=12,0$ m, altezza 25,00 m.

13.2 Carichi

Oltre al peso proprio delle strutture portanti si considerano i carichi di seguito riportati.

13.2.1 Carichi permanenti

Peso e spinta del terreno

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=19$ kN/m³ e un coefficiente di spinta attiva $k_a=0,3$.

Sovraccarico permanente blocco di cls (h=10,0 m)

$g_2 = 250,00 \text{ kN/m}^2$

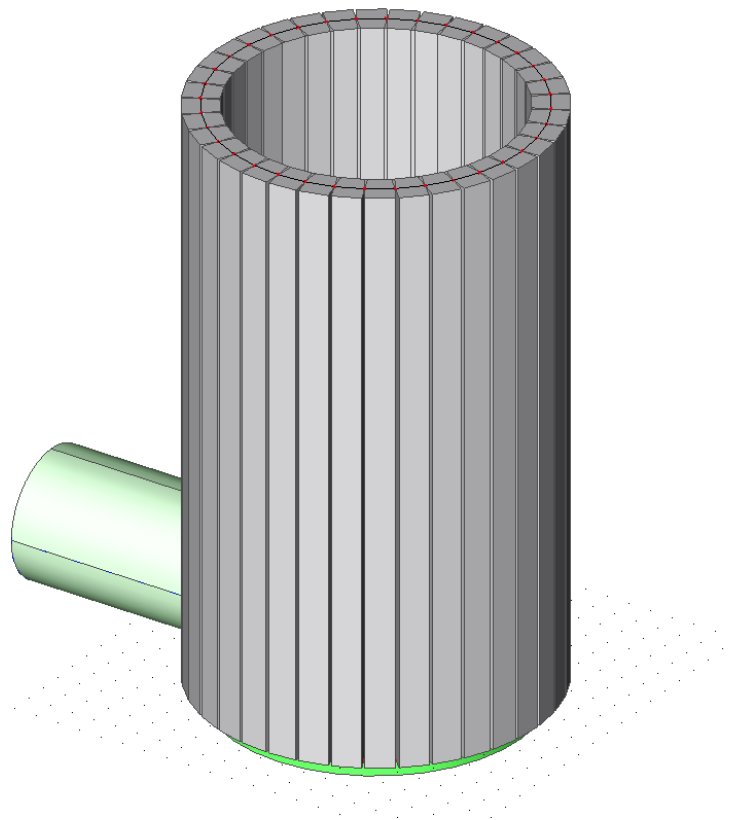
13.2.2 Carichi variabili

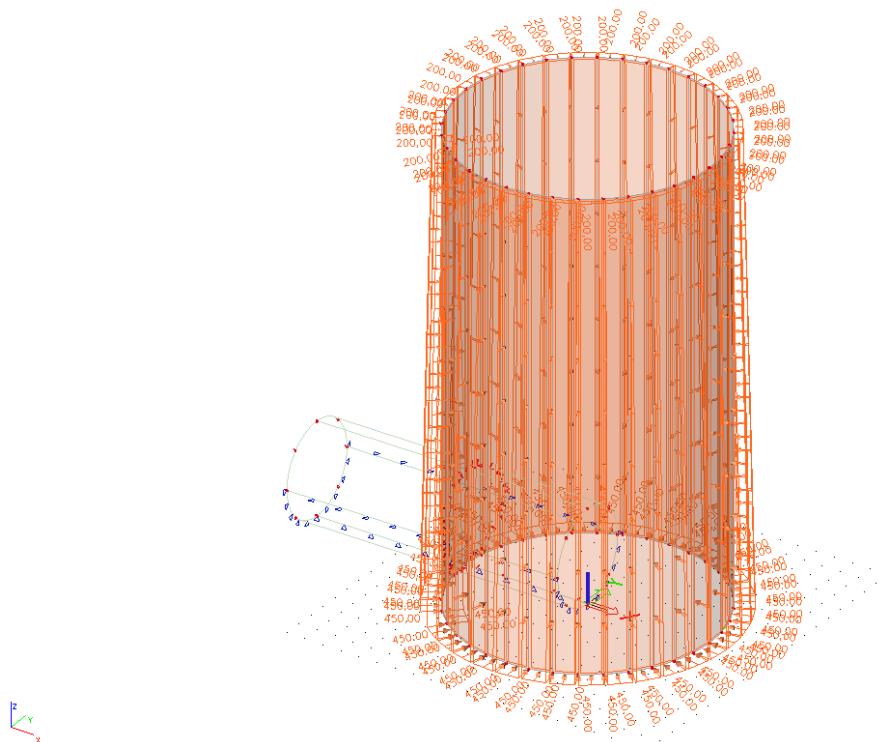
Peso e spinta dell'acqua

Sono calcolati considerando un peso specifico $\gamma=10,0 \text{ kN/m}^3$.

13.3 Modello di calcolo e carichi applicati

13.3.1 Modello di calcolo



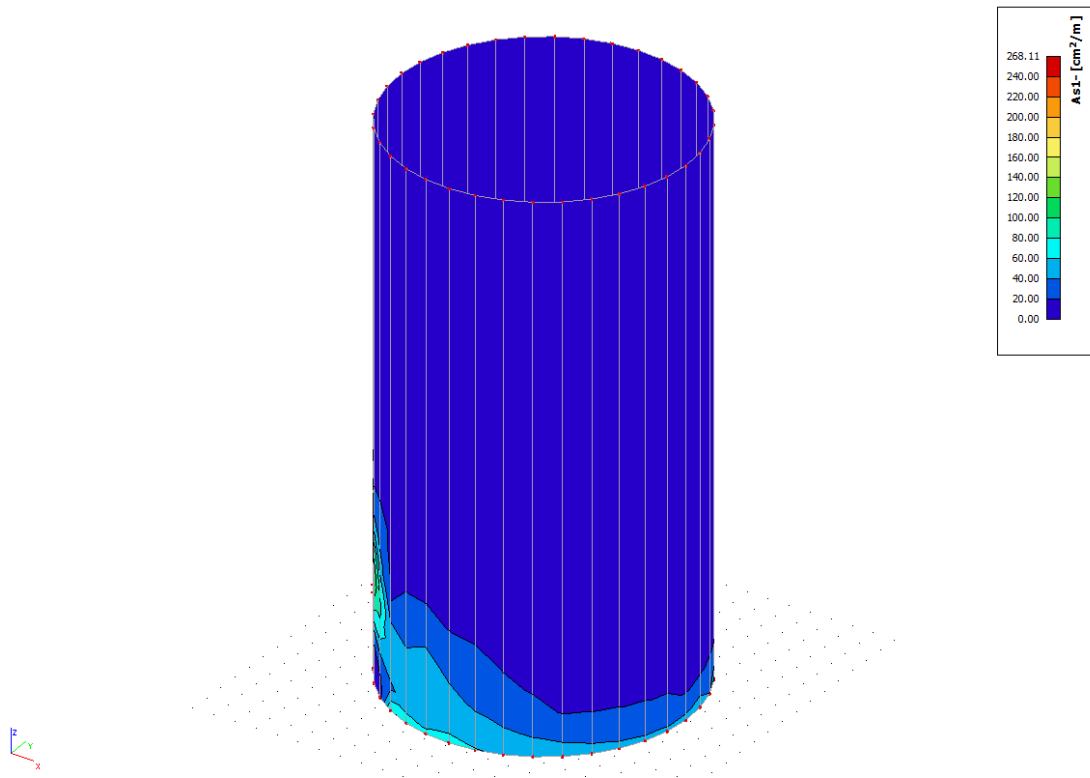


Sovraccarico variabile acqua.

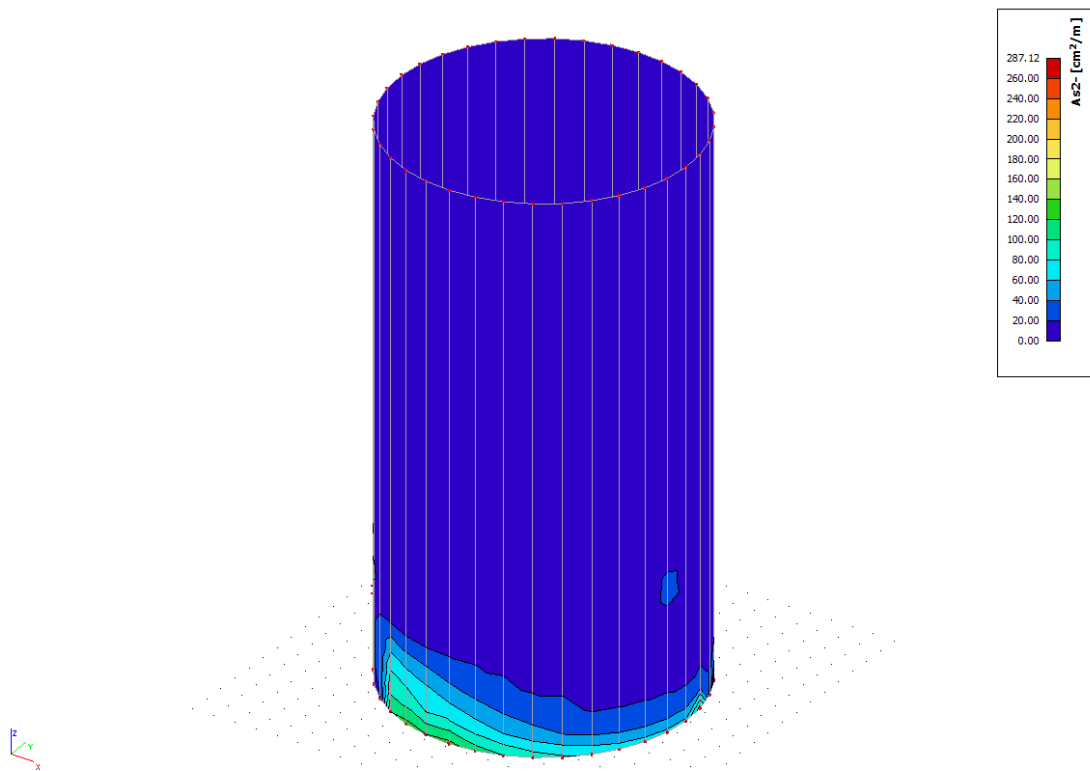
13.4 Verifiche degli Stati Limite Ultimi (SLU)

13.4.1 Pareti interrattate

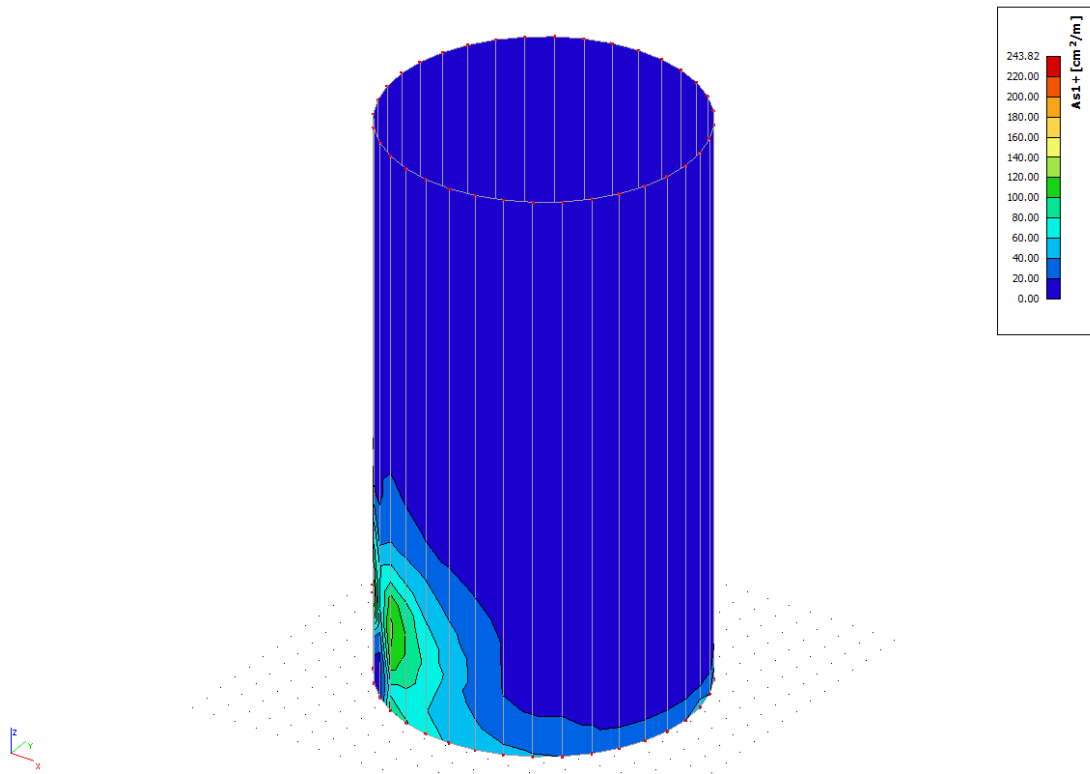
Si riportano di seguito le armature necessarie (in cm^2/m) sui due lati, interno ed esterno, in direzione orizzontale e verticale.



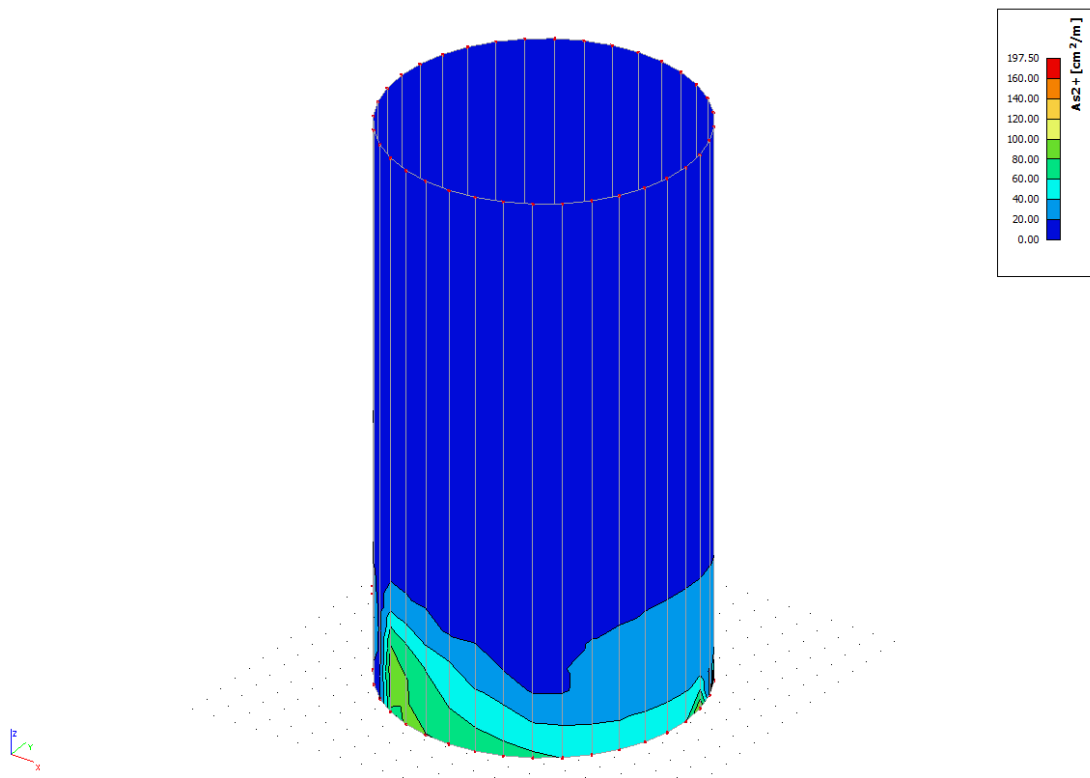
Armatura orizzontale lato terra.



Armatura verticale lato terra.



Armatura orizzontale lato aria



Armatura verticale lato aria.

Bolzano, Malles, Roma, li 20.07.2022

Il Tecnico
Dr. Ing. Ronald Patscheider