

# Relazione di calcolo strutturale

REALIZZAZIONE IMPIANTO FOTOVOLTAICO E OPERE CONNESSE

Azienda	MAPO HONEY S.r.l.
Sede Legale	Via Borgo dei Leoni, 63, 44121 Ferrara (FE)
C.F.	02090130382
P. IVA	02090130382

\*\*\*\*\*

Dettaglio  
Revisioni

\*\*\*\*\*

Data	Rev.	Preparato	Controllato	Verificato	Visto dell'Azienda
23/01/2023	Rev.0	A.A.	M.B.	M.B.	

### **Proprietà Intellettuale**

Il presente documento è di proprietà esclusiva di Start Engineering S.r.l. (P.I. 04166670986), che ne detiene tutti i diritti di riproduzione, diffusione, distribuzione e alienazione, nonché ogni ulteriore diritto individuato dalla vigente normativa in materia di diritto d'autore. Il presente documento ed il suo contenuto non possono, pertanto, essere ceduti, copiati, diffusi o riprodotti, né citati, sintetizzati, o modificati, anche parzialmente, senza l'esplicito consenso di Start Engineering S.r.l..

Ogni prodotto o Società menzionati in questa relazione sono marchi dei rispettivi proprietari o titolari e possono essere protetti da brevetti e/o copyright concessi o registrati dalle autorità preposte.

## INDICE

1. PREMESSA	5
2. DATI GENERALI	5
2.1. <i>Riferimenti normativi</i>	5
2.2. <i>Materiali</i>	5
2.3. <i>Dati del terreno</i>	6
3. ANALISI DEI CARICHI	8
3.1. <i>Carichi sulle strutture</i>	8
3.2. <i>Spettro sismico di progetto</i>	13
3.3. <i>Combinazioni di carico</i>	13
3.4. <i>Prescrizione per le platee</i>	14
4. SOFTWARE DI CALCOLO	15
4.1. <i>Versione e licenza</i>	15
4.2. <i>Validazione</i>	15
5. CALCOLO E VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE 1, 2, 3, 4	15
5.1. <i>Descrizione modello</i>	15
5.2. <i>Azioni sollecitanti</i>	16
5.3. <i>Tensioni e verifica platea</i>	18
5.4. <i>Armatatura platea</i>	18
5.5. <i>Verifica pressioni terreno</i>	20
5.6. <i>Stima dei cedimenti</i>	21
6. CALCOLO E VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE 5	22
6.1. <i>Descrizione modello</i>	22
6.2. <i>Azioni sollecitanti</i>	23
6.3. <i>Tensioni e verifica platea</i>	25
6.5. <i>Armatatura platea</i>	26
6.6. <i>Verifica pressioni terreno</i>	28
6.7. <i>Stima dei cedimenti</i>	29
7. CALCOLO E VERIFICA PLATEA LOCALE TECNICO	29
7.1. <i>Descrizione modello</i>	29
7.2. <i>Azioni sollecitanti</i>	30
7.3. <i>Tensioni e verifica platea</i>	32
7.4. <i>Armatatura platea</i>	32
7.5. <i>Verifica pressioni terreno</i>	34
7.6. <i>Stima dei cedimenti</i>	35
8. CALCOLO PROFILI A SOSTEGNO DELL'IMPIANTO	36

8.1.	Verifica montanti HEA160	36
8.2.	Predimensionamento infissione montanti	43
8.2.1.	Carichi di progetto	44
8.2.2.	Stralcio relazione geologico geotecnica	44
8.2.3.	Verifica capacità portante pali tubolari cavi in acciaio	45
8.2.4.	Verifica capacità portante pali tubolari cavi in acciaio	47
8.3.	Verifica al collasso per carico limite del tubolare a sostegno pannelli	50



## 1. PREMESSA

Il presente documento riporta le ipotesi di calcolo, la modellazione e le verifiche di calcolo più significative della struttura in carpenteria metallica fornita da Start Engineering S.r.l. e delle platee di fondazione delle aree impianti.

## 2. DATI GENERALI

### 2.1. *Riferimenti normativi*

- D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche delle Costruzioni;
- UNI EN 1993 Eurocodice 3 per la progettazione di strutture in Acciaio

### 2.2. *Materiali*

La struttura dell'impianto fotovoltaico è totalmente in acciaio. Le strutture sono progettate in condizioni di campo elastico e con i seguenti requisiti minimi. Eventuali componenti potranno essere usati con qualità di materiale maggiore a seconda della disponibilità commerciale.

- Profilati e Lamiere: S355
- Bulloni: Classe 8.8
- Classe di Esecuzione: EXC-2

Le platee di fondazione degli impianti in calcestruzzo armato presentano le seguenti prescrizioni:

- Calcestruzzo: C25/30 – XC2
- Acciaio armature: B450C

### 2.3. Dati del terreno

Per la definizione dei parametri del terreno viene fatto riferimento alla relazione geologica e geotecnica redatta dal Dott. Geol. Salvi Stefano in data 17/01/2023. Si riporta di seguito il modello geotecnico semplificato della zona oggetto d'intervento.

Si estraggono i risultati maggiormente significativi ai fini della verifica delle fondazioni.

La campagna d'indagini in sito ha visto l'esecuzione di:

- n°5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- n°3 indagini geofisiche con tecnica HVSR.

I dati reperiti sono serviti sia per la definizione lito-stratigrafica sia per la parametrizzazione geotecnica dei terreni che caratterizzano il volume significativo di sottosuolo che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 2018 e nella Circolare 2019.



Figura 25 - UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)										
Profondità media m	Unit. Geotec.	Litologia	$\Phi'$ (°)	Dr (%)	$C_u$ kg/cm <sup>2</sup>	O.C.R.	$\gamma_{nat}$ t/m <sup>3</sup>	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	M kg/cm <sup>2</sup>	
da a	come da sezione	LSA	Limi sabbioso argillosi mediamente addensati	29	25	-	-	1.85	80	-
da a	come da sezione	LA	Limi argillosi soffici	-	-	0.20	1	1.60	-	30
da a	come da sezione	SL	Sabbie limose mediamente addensate	32	45	-	-	1.85	200	-

METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI			
Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
<b>INCOERENTI</b>			
Angolo di attrito	$\Phi'$	(°)	Schmertmann
Densità relativa	Dr	(%)	Kulhawy & Mayne
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr
Modulo di Young	$E_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Schmertmann
<b>COESIVI</b>			
Coesione non drenata	$C_u$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con $C_u$
Modulo edometrico	M	(kg/cm <sup>2</sup> )	Kulhawy & Mayne
Rapporto di sovraconsolidazione	OCR		Kulhawy & Mayne

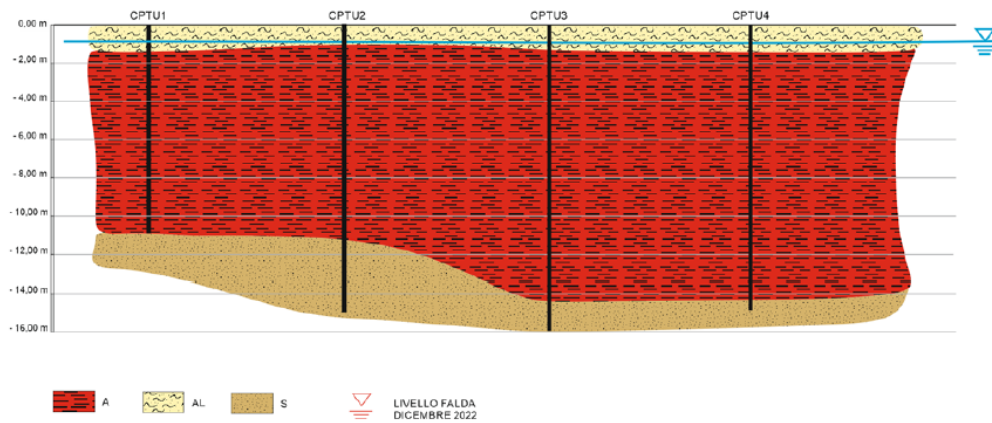


Figura 26 - SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA

Per brevità non si riportano tutti i dati risultati dalle prove geotecniche eseguite. Si rimanda alla lettura della relazione geologica per maggiori approfondimenti.

### 3. ANALISI DEI CARICHI

#### 3.1. Carichi sulle strutture

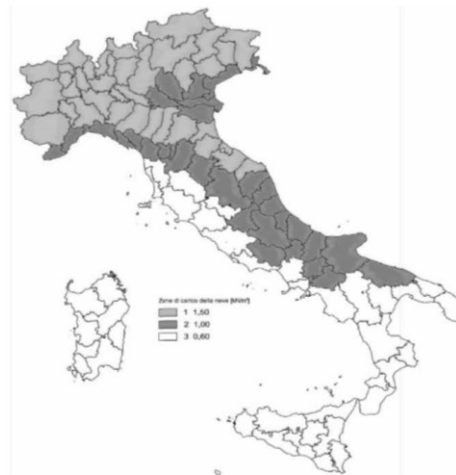
Si riportano in seguito i carichi gravanti sulle strutture.

#### IMPIANTO FOTOVOLTAICO

Peso pannelli fotovoltaici 0.10 kN/m<sup>2</sup>

Variabile – Neve 0.72 kN/m<sup>2</sup>

tempo di ritorno **TR** 50 anni  
zona **Zona II**



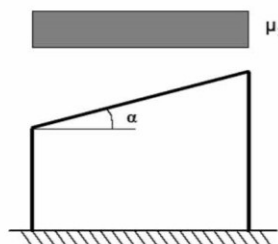
Valore di riferimento **q<sub>sk</sub>** 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Tab. 3.4.I – Valori di C<sub>E</sub> per diverse classi di esposizione

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

Classe di esposizione **C<sub>e</sub>** 0,9  
Classe termico **C<sub>t</sub>** 1,0

Copertura a una falda:



Inclinazione **α** 0,0°  
Coeff. forma **μ** 0,80

**Carico Neve** 0,72 kN/m<sup>2</sup>

Variabile – Vento 1.32 kN/m<sup>2</sup> (valore positivo)

-1.88 kN/m<sup>2</sup> (valore negativo)

Zona	Descrizione	v <sub>h,0</sub> [m/s]	a <sub>0</sub> [m]	k <sub>s</sub>
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Zona		2
Parametri zona	V <sub>b,0</sub>	25 m/s
	a <sub>0</sub>	750 m
	k <sub>s</sub>	0,45
Coefficiente di altitudine	C <sub>a</sub>	1,00
Velocità di base di riferimento	V <sub>b</sub>	25 m/s
Tempo di ritorno	T <sub>R</sub>	50 anni
Coefficiente di ritorno	C <sub>r</sub>	1,00
Velocità di riferimento	V <sub>r</sub>	25 m/s
Pressione cinetica di riferimento	Q <sub>r</sub>	0,391 kN/m <sup>2</sup>
Classe di rugosità del terreno		D

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

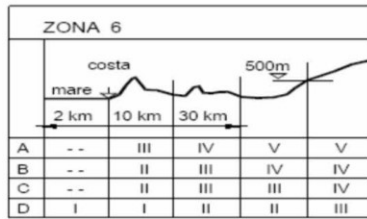
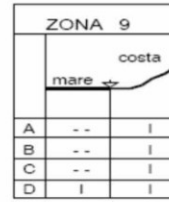
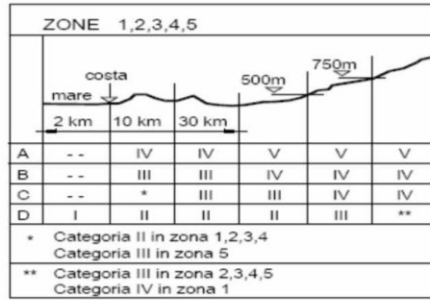
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

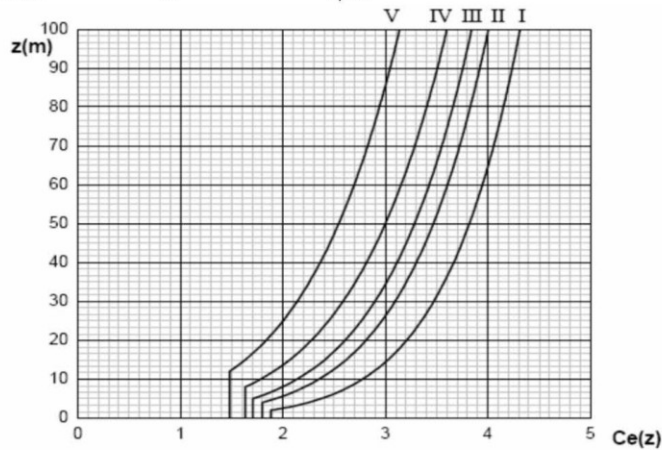


Categoria di esposizione del sito

II



Parametri per coeff. di esp.       $K_r$       0,19  
     $z_0$       0,05 m  
     $z_{min}$       4,0 m  
 Coefficiente di topografia       $C_t$       1,0  
 Coefficiente di esposizione       $C_e$       1,80



Coefficienti dinamico       $C_d$       1,0  
 Coefficienti di attrito       $C_f$       0,04

Per Tettoie a falda singola C.3.3.8.2.1

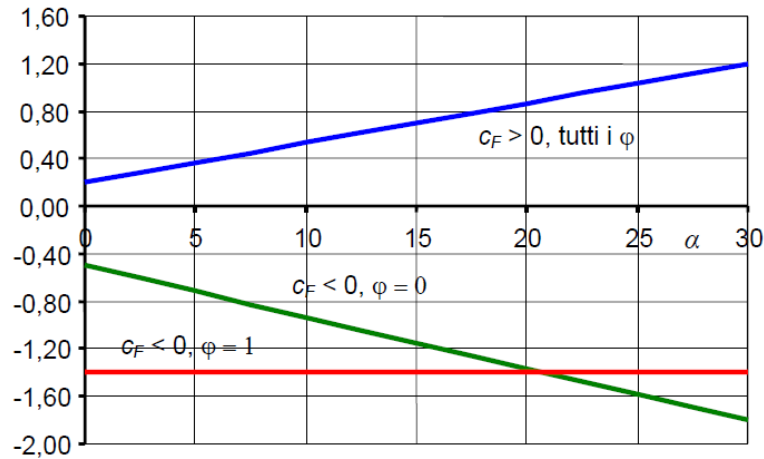
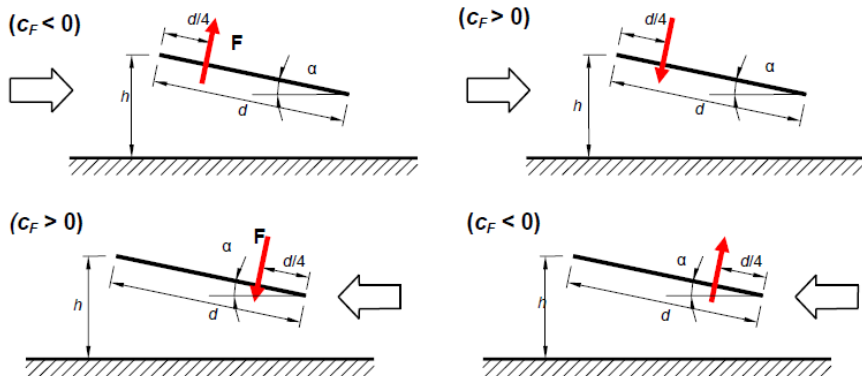


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoio a semplice falda

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$



Nel caso in esame:

$$\alpha = 50^\circ$$

$$C_f = 0.2 + 50/30 = 1.87$$

$$C_f = -0.5 - 1.3 \times 50/30 = -2.67$$

inclinazione sull'orizzontale

valore positivo

valore negativo

$$q_p = 1.80 \times 0.391 \times 1.87 = 1.32 \text{ kN/m}^2$$

valore positivo pressione del vento

$$q_p = 1.80 \times 0.391 \times (-2.67) = -1.88 \text{ kN/m}^2$$

valore negativo pressione del vento

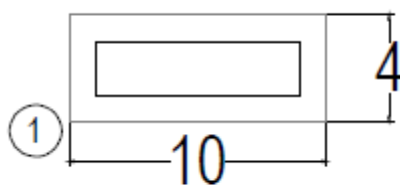
**PLATEA DI FONDAZIONE**

Peso platee H 30cm: 7.50 kN/m<sup>2</sup>

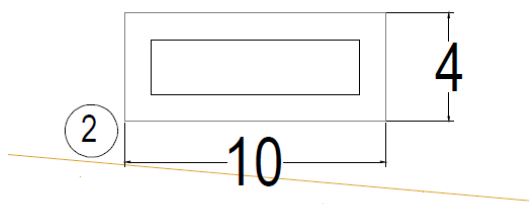
Variabile impianti:

- Platea 1 15.0 ton
- Platea 2 15.0 ton
- Platea 3 15.0 ton
- Platea 4 15.0 ton
- Platea 5 15.0 ton
- Platea storage 26.0 ton ogni singolo skid
- Locale tecnico struttura leggera tipo sandwich

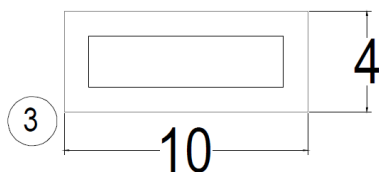
STRING STATION SST 3200



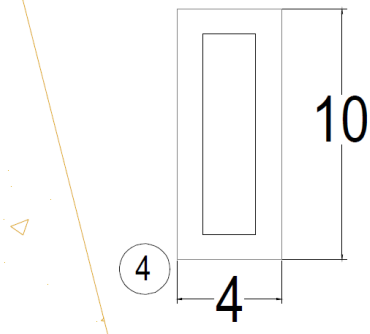
STRING STATION SST 3200



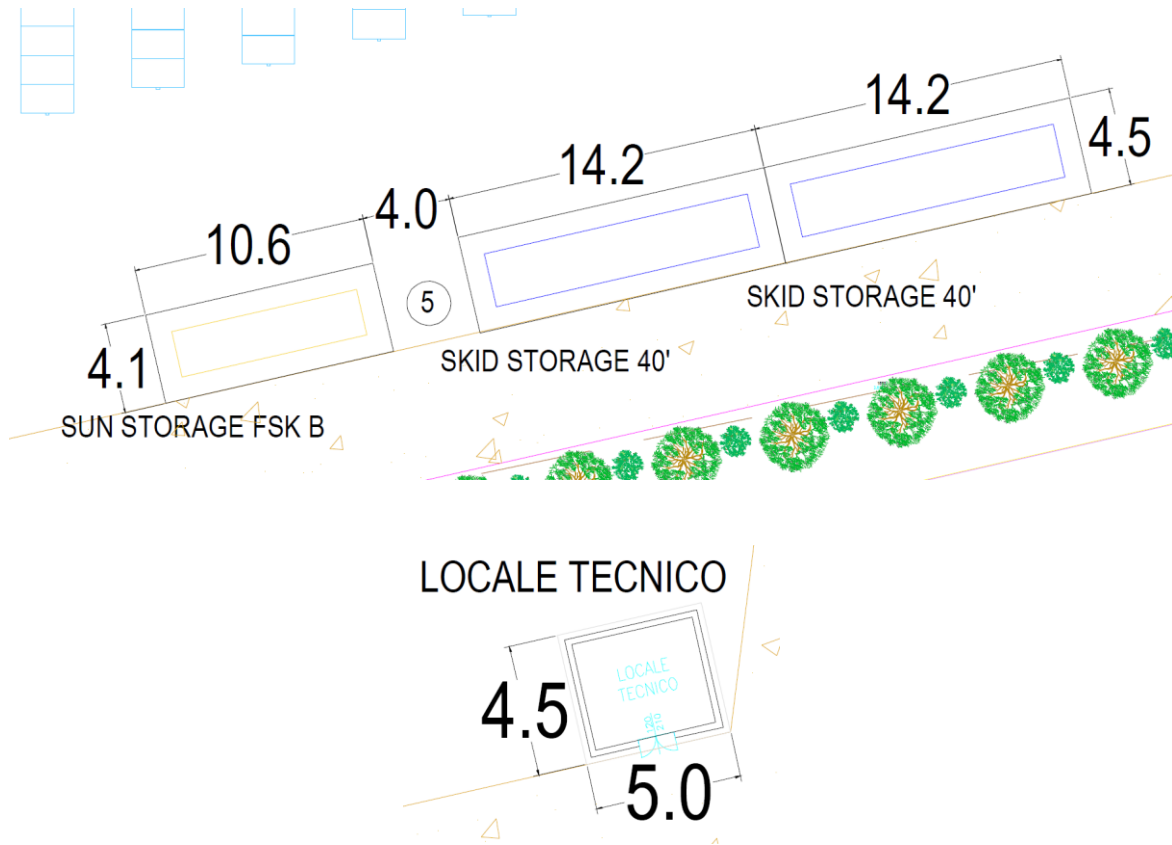
STRING STATION SST 4800



STRING STATION SST 4800







### 3.2. Spettro sismico di progetto

L'azione sismica su tale struttura secondaria si ritiene superflua e non dimensionante rispetto ai carichi precedentemente citati.

### 3.3. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico impostate nel programma di calcolo corrispondono a quelle previste dalle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018) di cui si riporta uno stralcio:

#### 2.5.3. COMBINAZIONI 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):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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

### 3.4. Prescrizione per le platee

Per tutte le platee, prima della realizzazione, deve essere previsto uno scavo di sbancamento fino ad almeno 100 cm dal piano campagna come prescritto dalla relazione geologico geotecnica.

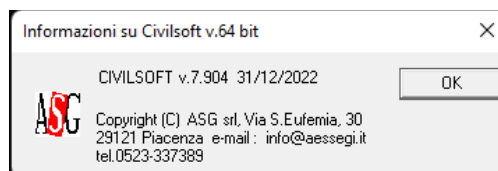
A seguito di tale sbancamento si prescrive bonifica in cls magro o riempimento di misto cementato per strati vibrorullati di 20 cm fino alla quota di imposta della fondazione in progetto.

## 4. SOFTWARE DI CALCOLO

### 4.1. Versione e licenza

Per le strutture semplici vengono impiegati fogli di calcolo in Excel sviluppati all'interno dello Studio Tecnico e il programma Tci ed. professional by FERRARI ing. Alberto, strumenti di pratica consolidata molto diffusi e di nota affidabilità.

La platea di fondazione viene modellata con il programma di calcolo agli elementi finiti ASG CIVILSOFT.



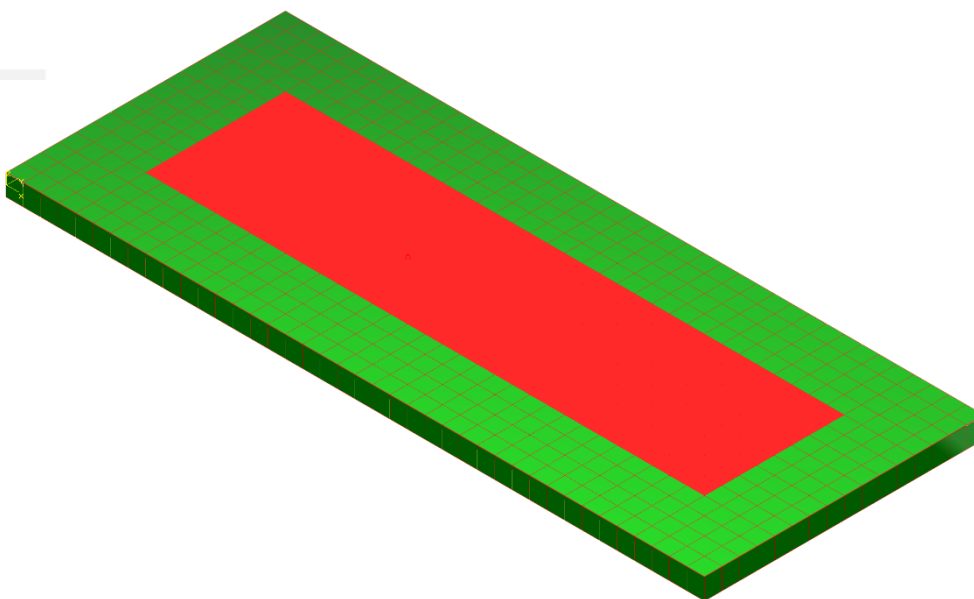
### 4.2. Validazione

Tutti i calcoli svolti con i programmi sono stati controllati attraverso una calcolazione a mano di controllo.

## 5. CALCOLO E VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE 1, 2, 3, 4

### 5.1. Descrizione modello

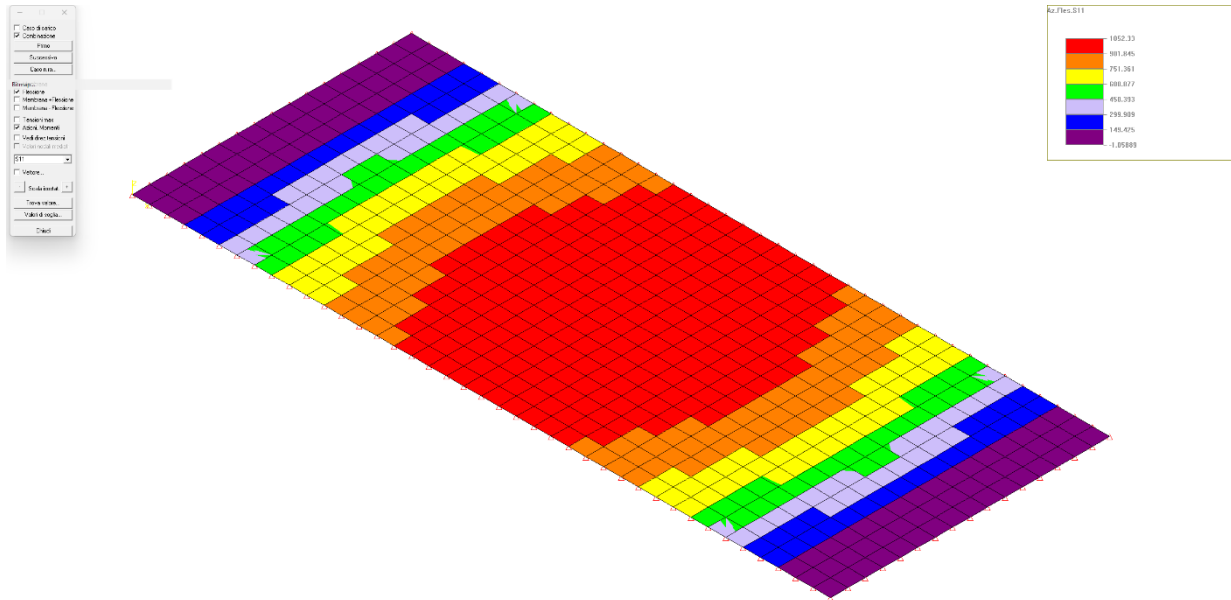
I carichi forniti dal produttore degli impianti vengono disposti sulla platea di fondazione per aree di influenza. Il modello prevede la platea composta da elementi shells disposti su un letto di molle a simulare il terreno. Il coefficiente di sottofondo impiegato è pari a  $0.15 \text{ kg/cm}^3$ .



## 5.2. Azioni sollecitanti

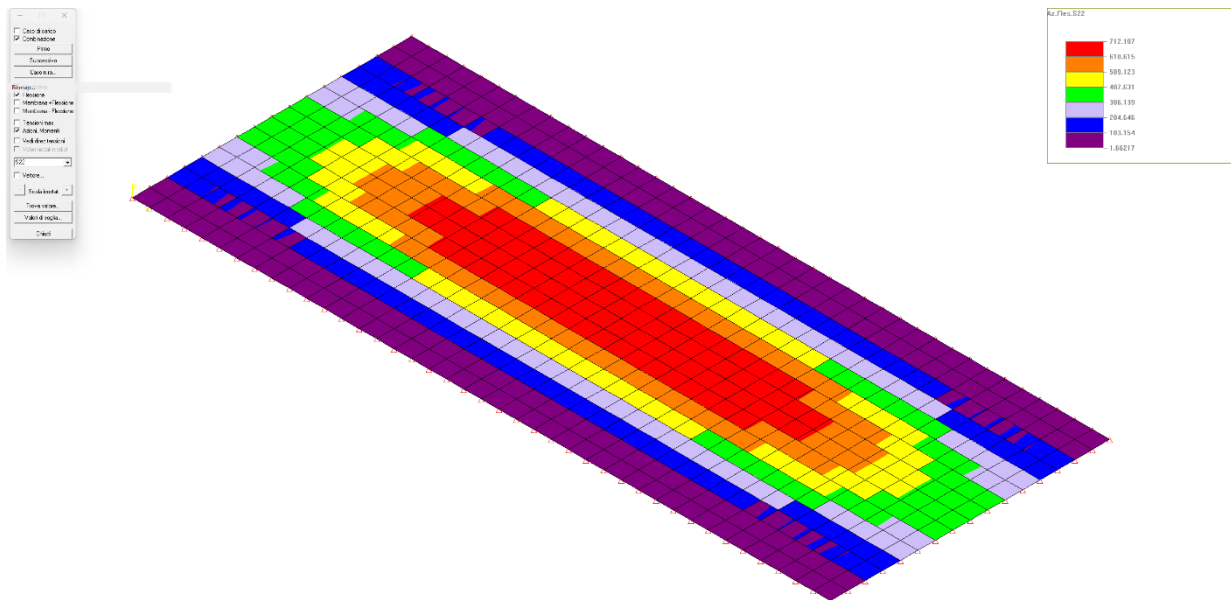
Le azioni riportate si riferiscono alla combinazione di carico SLU statica.

Sollecitazione S11



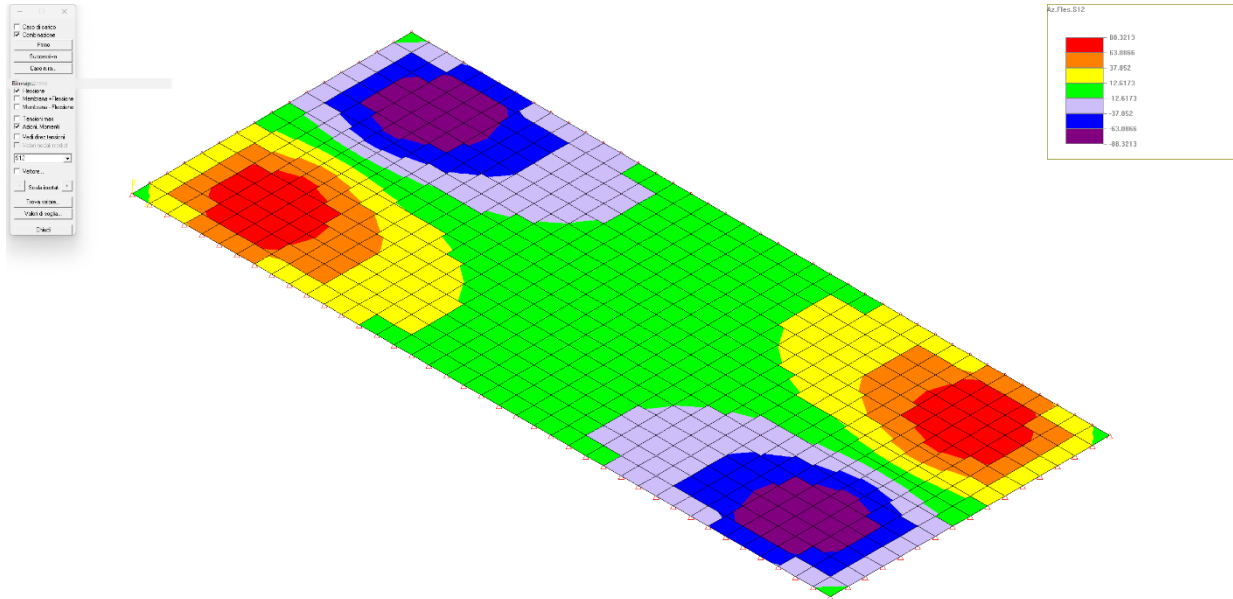
S11: +10.50 kNm/m ; -0.01 kNm/m

Sollecitazione S22



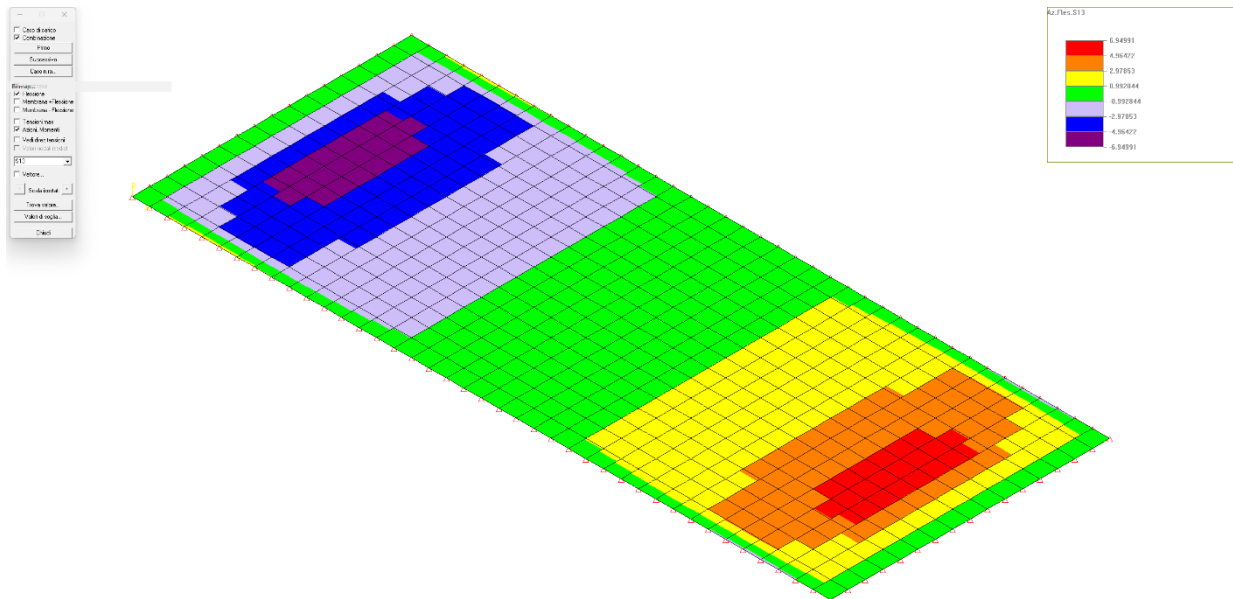
S22: +7.12 kNm/m ; -0.01 kNm/m

Sollecitazione S12:



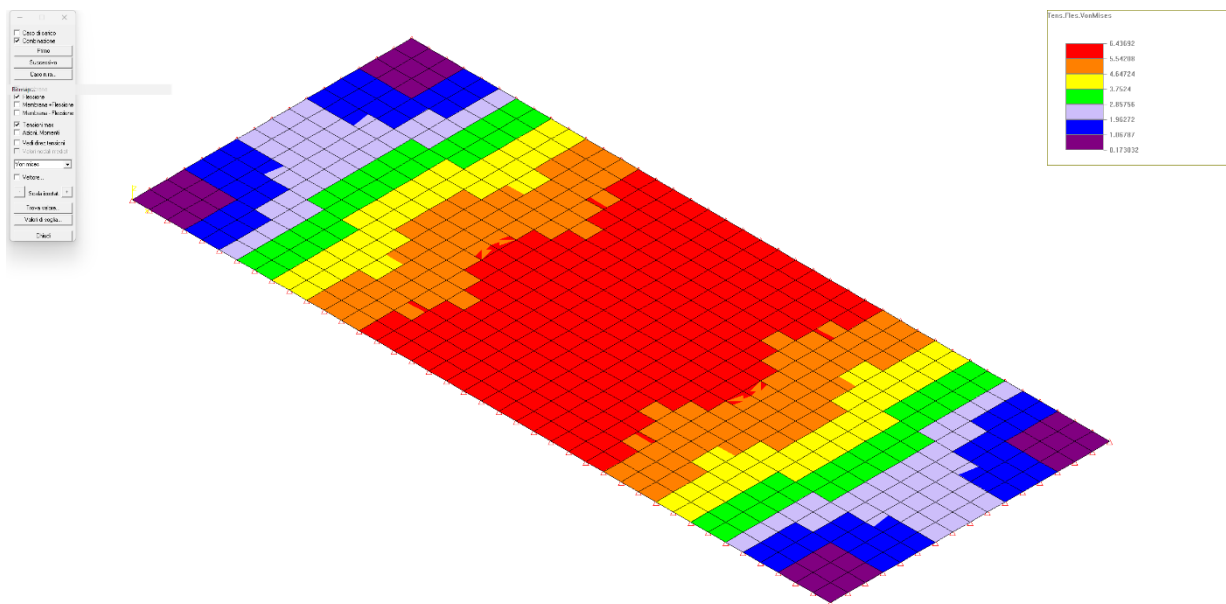
S12: +0.88 kN/m ; -0.88 kN/m

Sollecitazione S13:



S12: +0.07 kN/m ; -0.07 kN/m

### 5.3. Tensioni e verifica platea

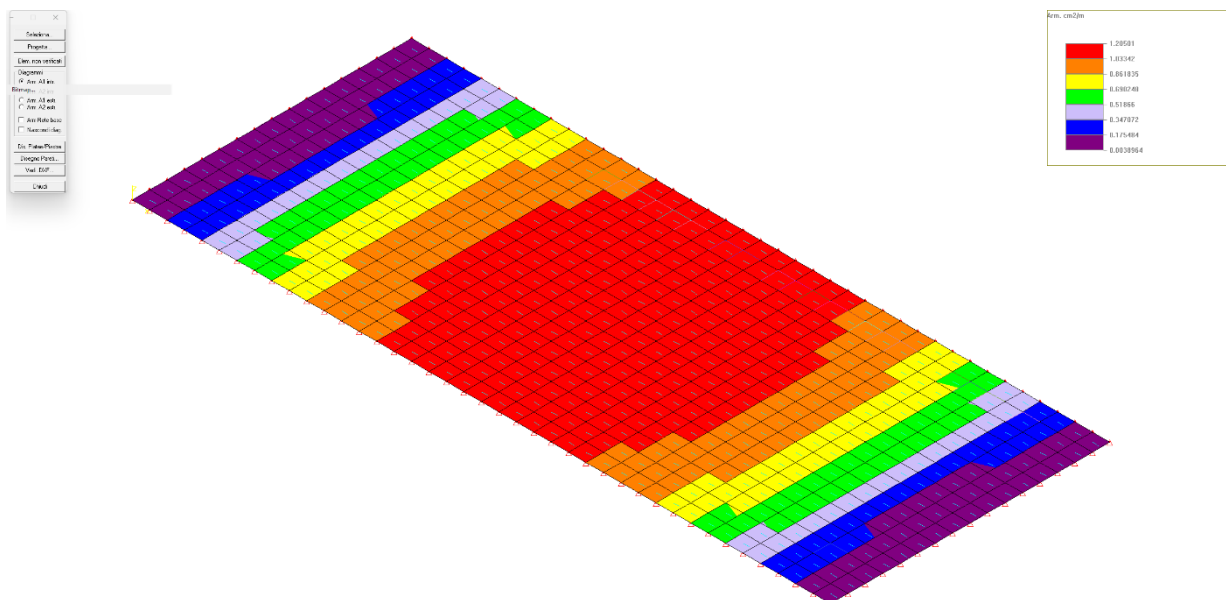


Massima tensione Von Mises  $6.4 \text{ kg/cm}^2 < f_{cd} = 141 \text{ kg/cm}^2$

### 5.4. Armatura platea

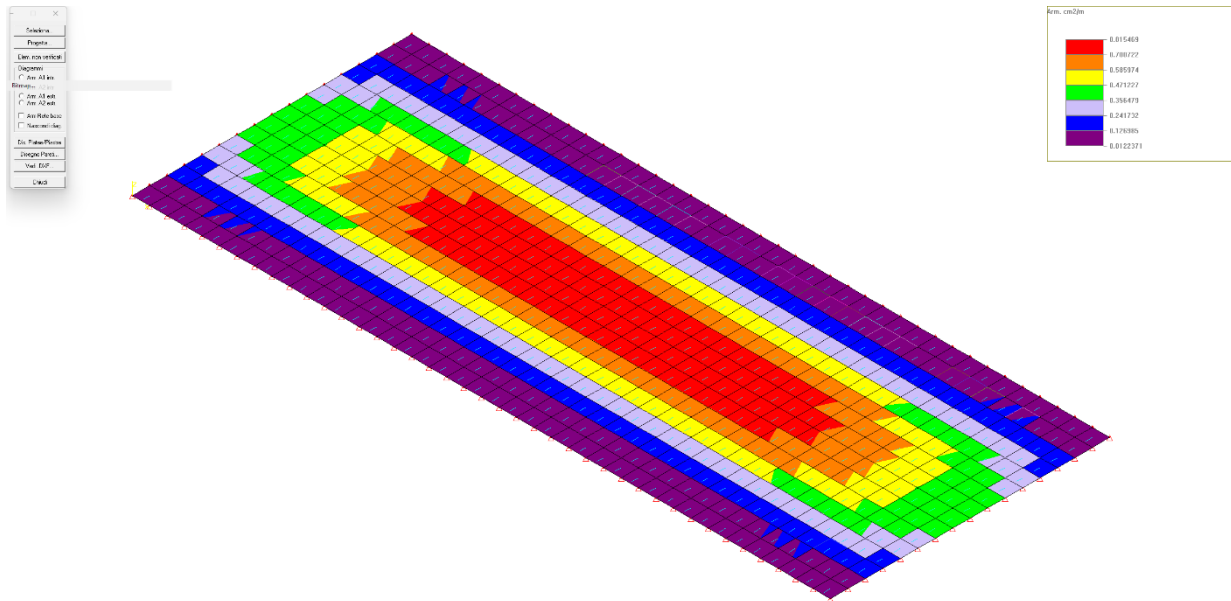
La platea risulta armata con maglia  $\phi 12/20$  superiore ed inferiore.

Armatura minima inferiore direzione X

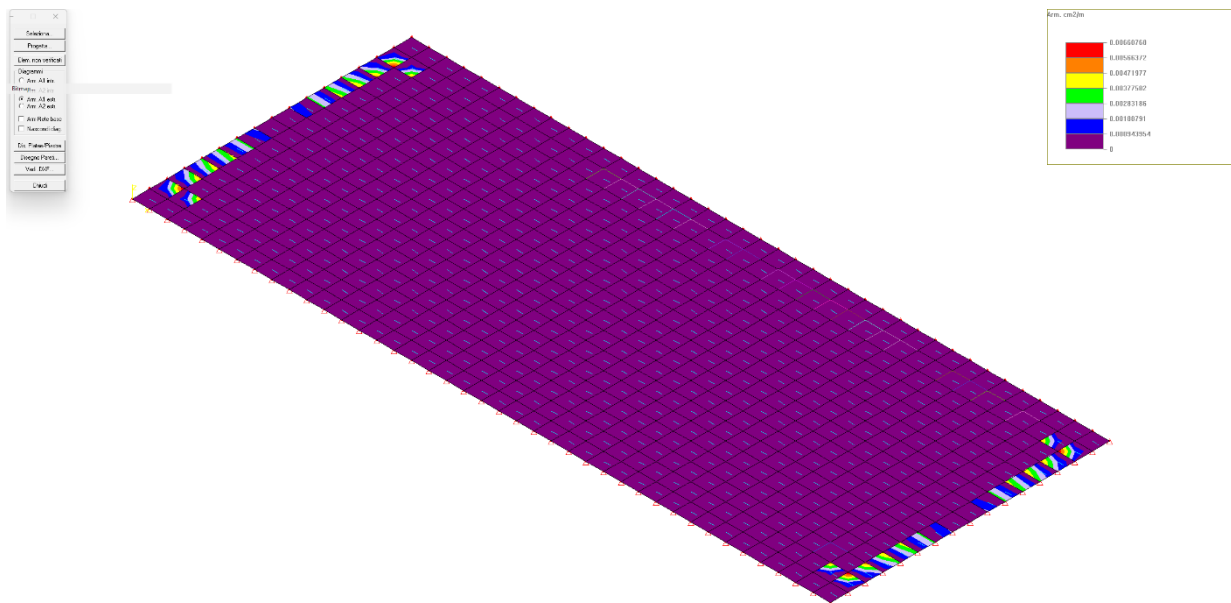




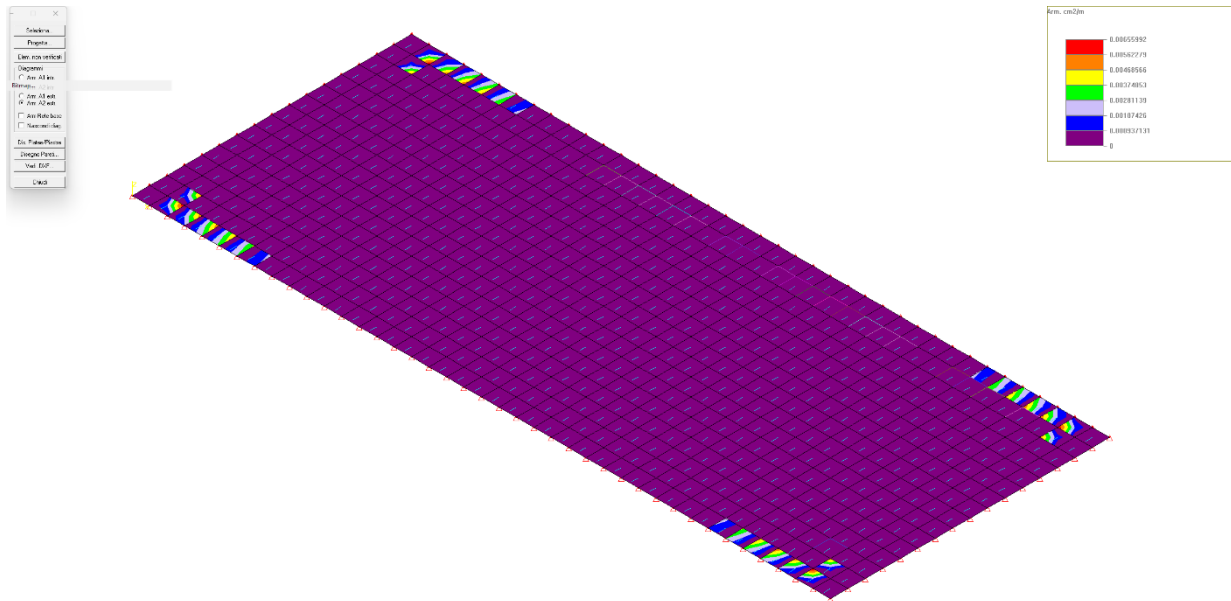
### Armatura minima inferiore direzione Y



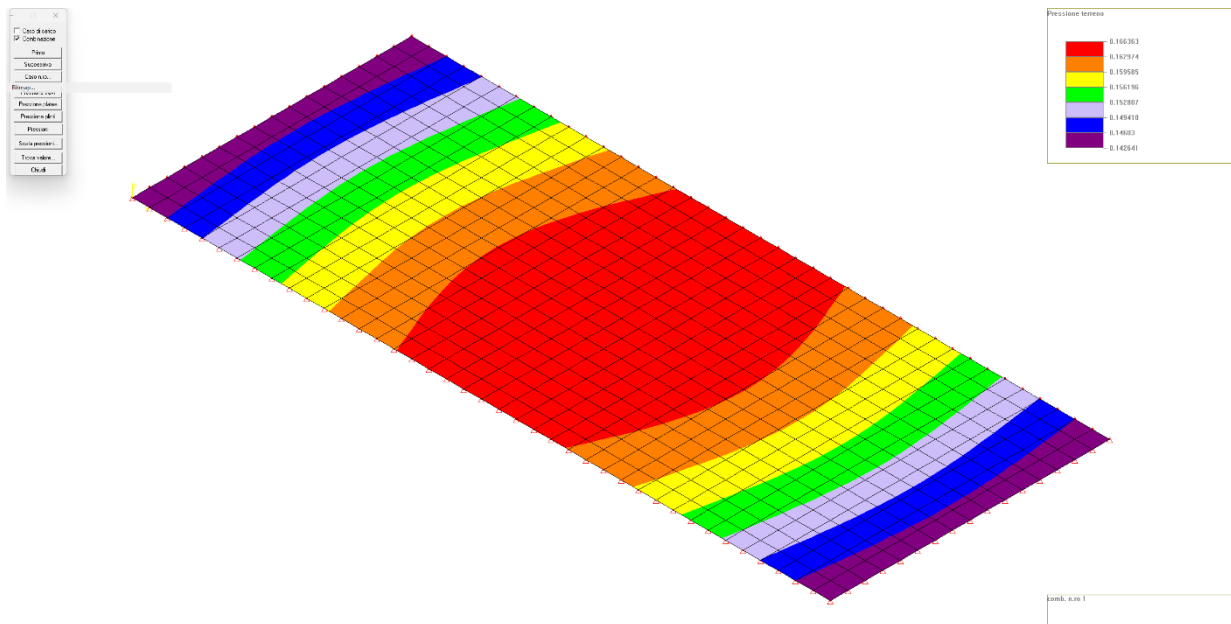
### Armatura minima superiore direzione X



Armatura minima superiore direzione Y

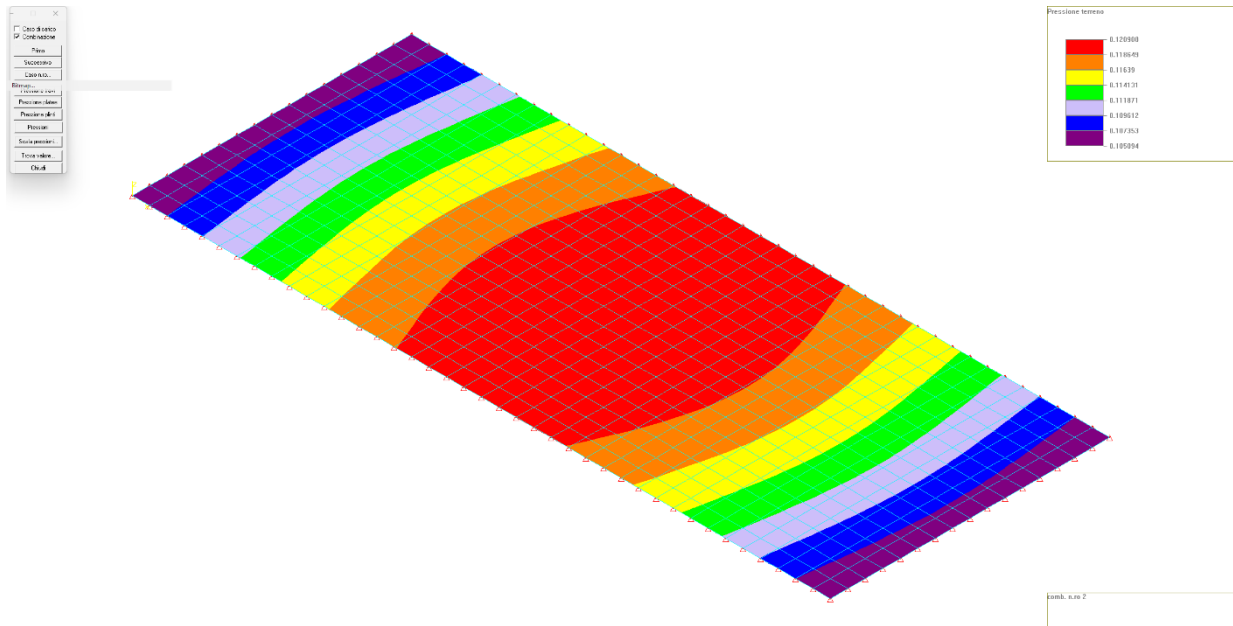


5.5. Verifica pressioni terreno



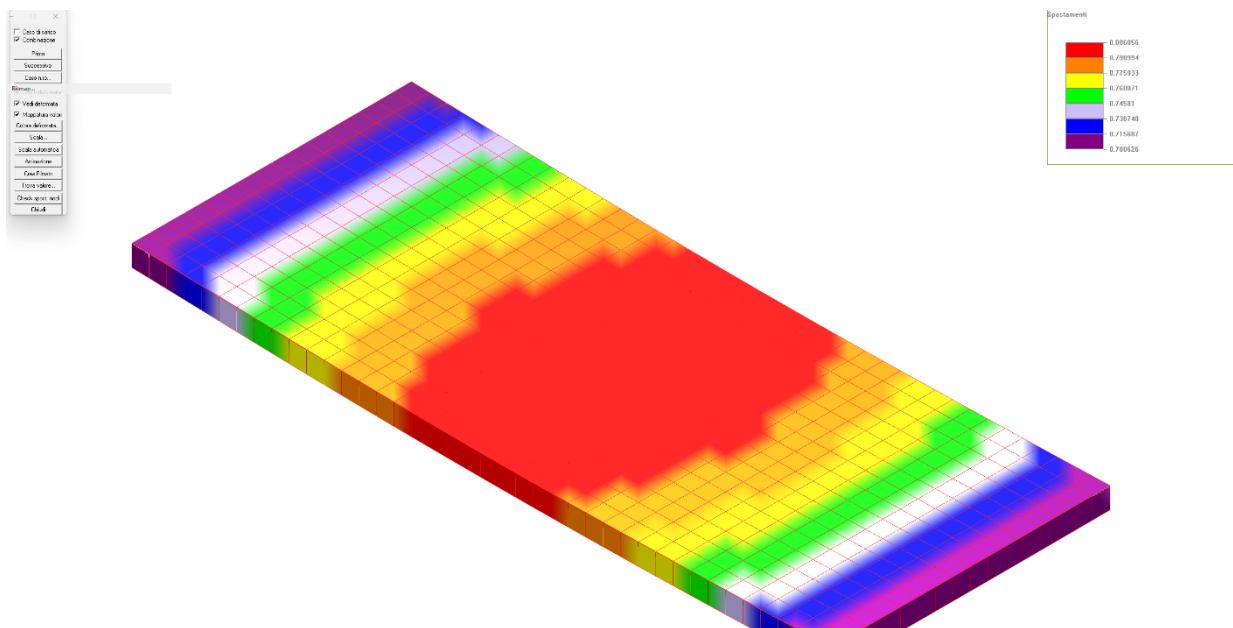
Pressione massima SLU pari a 0.166 kg/cm<sup>2</sup>. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.





Pressione massima in esercizio SLE rara pari a 0.121 kg/cm<sup>2</sup>. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.

### 5.6. Stima dei cedimenti

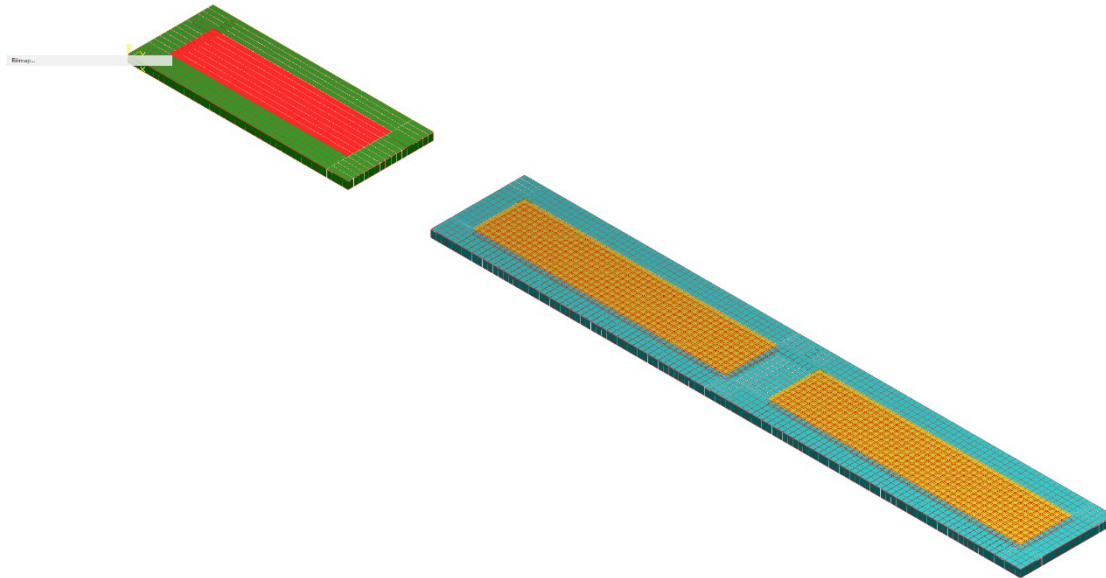


Cedimenti massimi attesi pari a circa 8.0 mm.

## 6. CALCOLO E VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE 5 + STORAGE

### 6.1. *Descrizione modello*

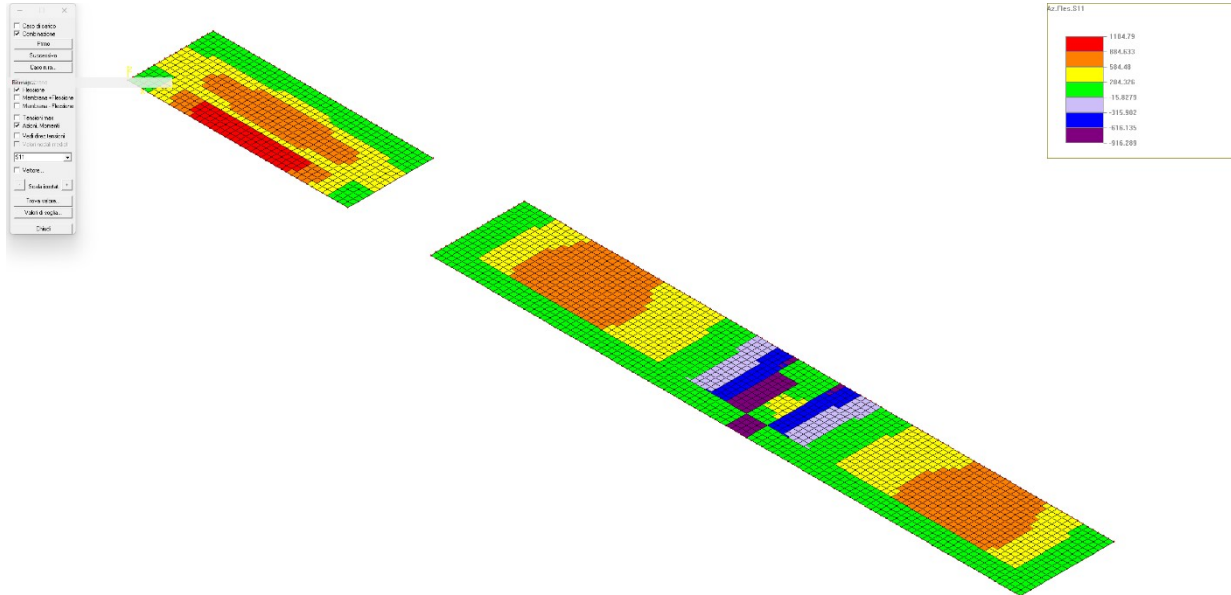
I carichi forniti dal produttore degli impianti vengono disposti sulla platea di fondazione per aree di influenza. Il modello prevede la platea composta da elementi shells disposti su un letto di molle a simulare il terreno. Il coefficiente di sottofondo impiegato è pari a  $0.15\text{kg/cm}^3$ .



## 6.2. Azioni sollecitanti

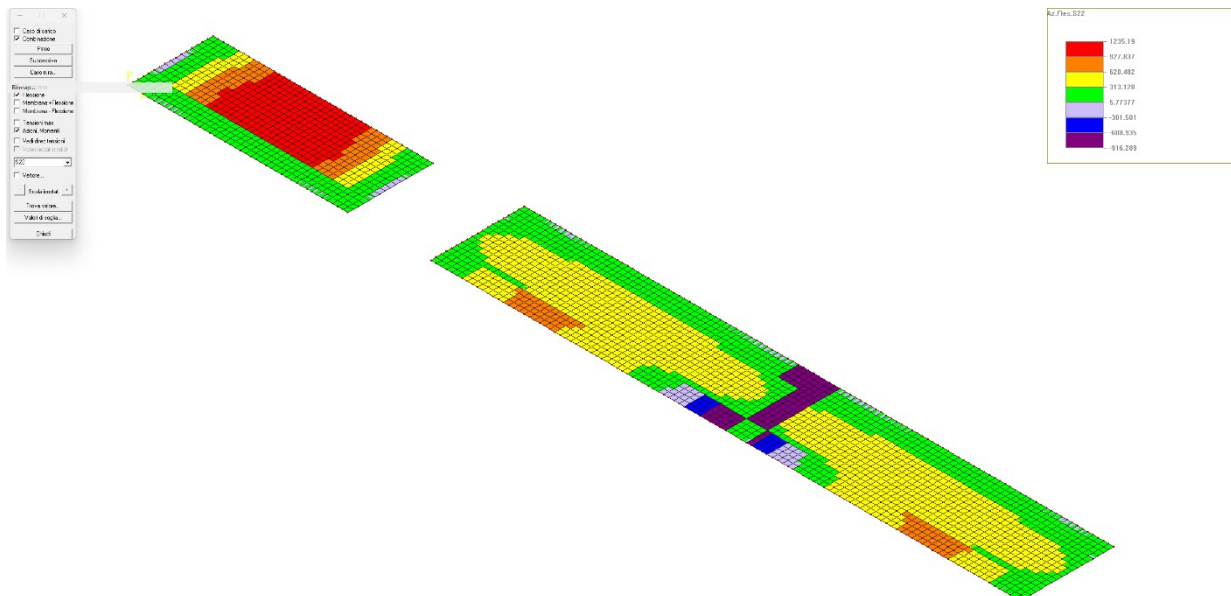
Le azioni riportate si riferiscono alla combinazione di carico SLU statica.

Sollecitazione S11



S11: 11.85 kNm/m ; -9.16 kNm/m

Sollecitazione S22



S22: +12.35 kNm/m ; -9.16 kNm/m

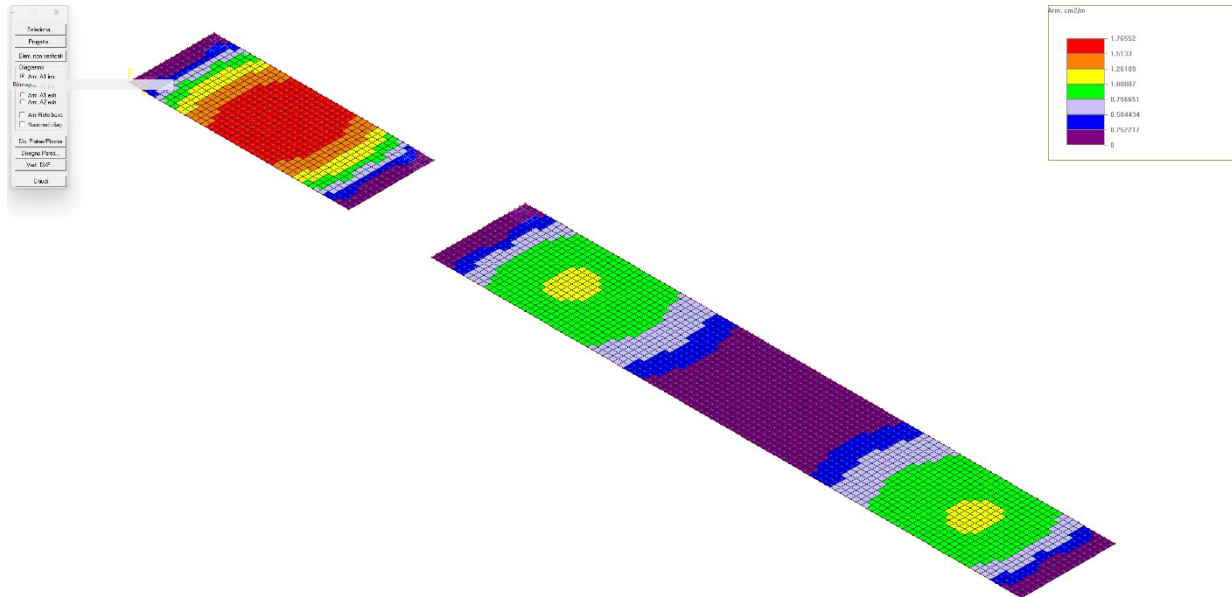




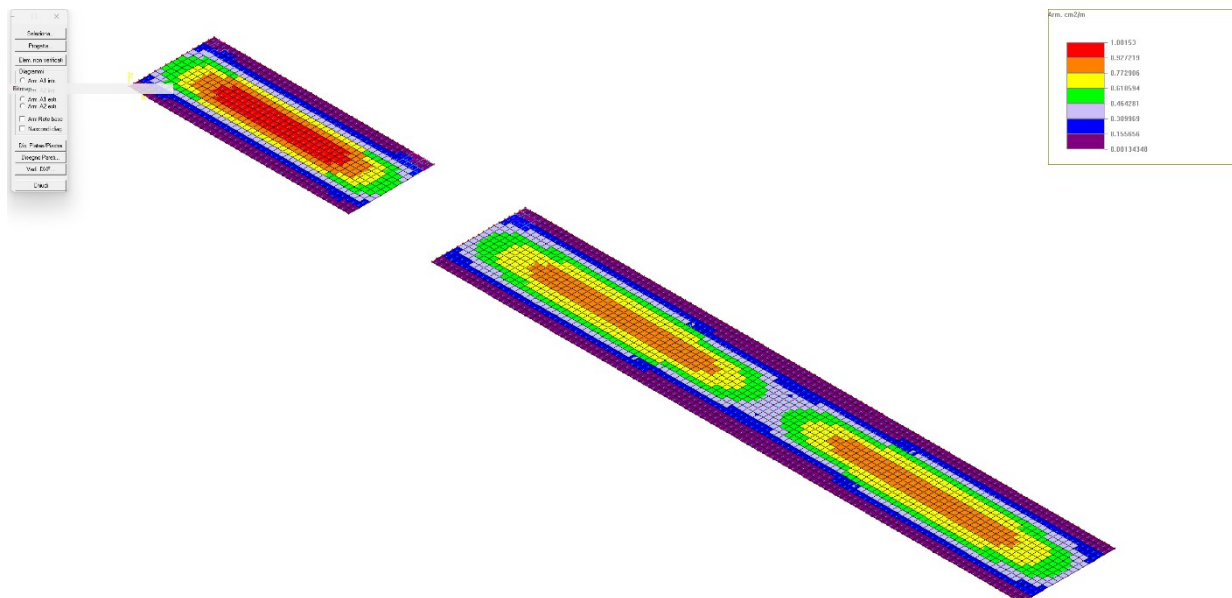
## 6.5. Armatura platea

La platea risulta armata con maglia  $\phi 12/20$  superiore ed inferiore.

Armatura minima inferiore direzione X

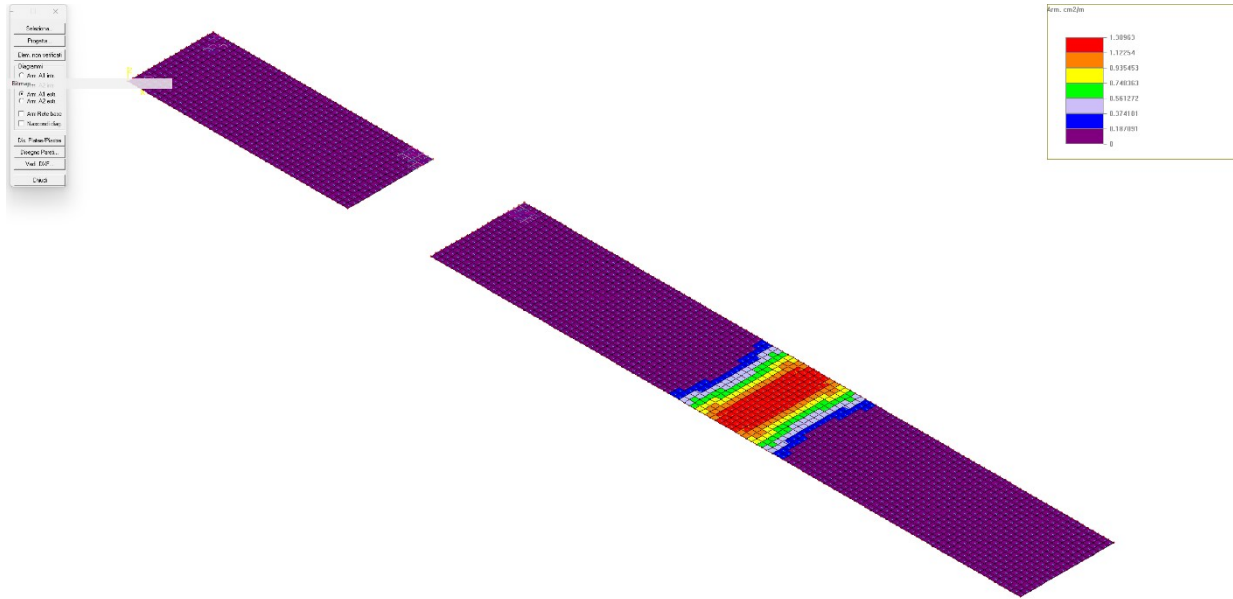


Armatura minima inferiore direzione Y

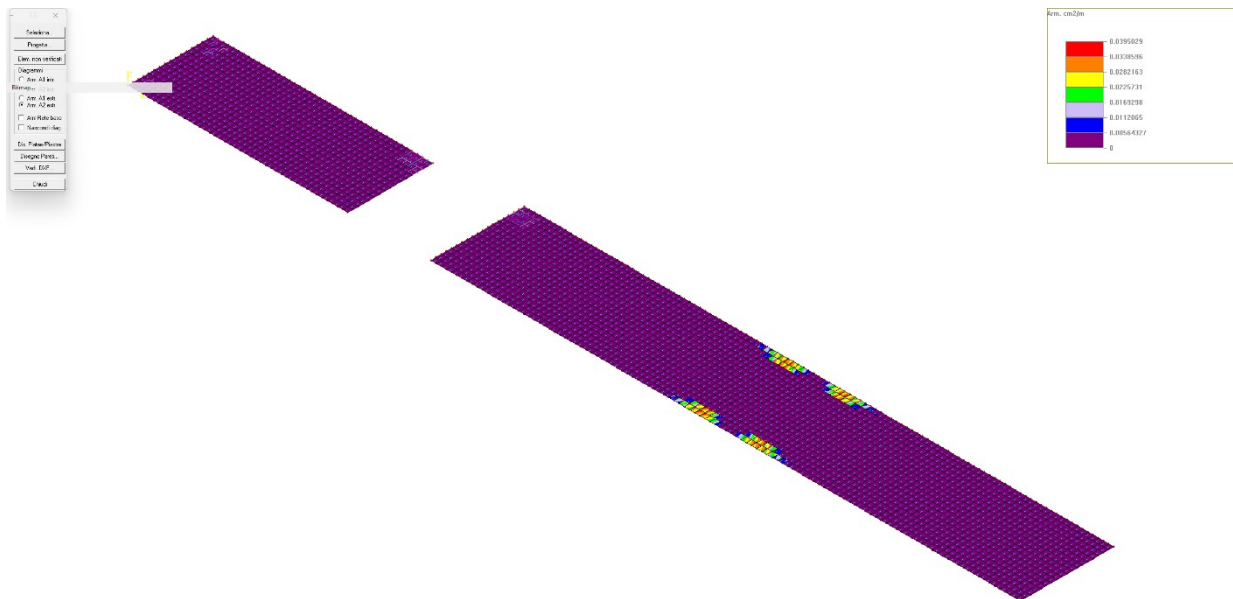


Armatura minima superiore direzione X

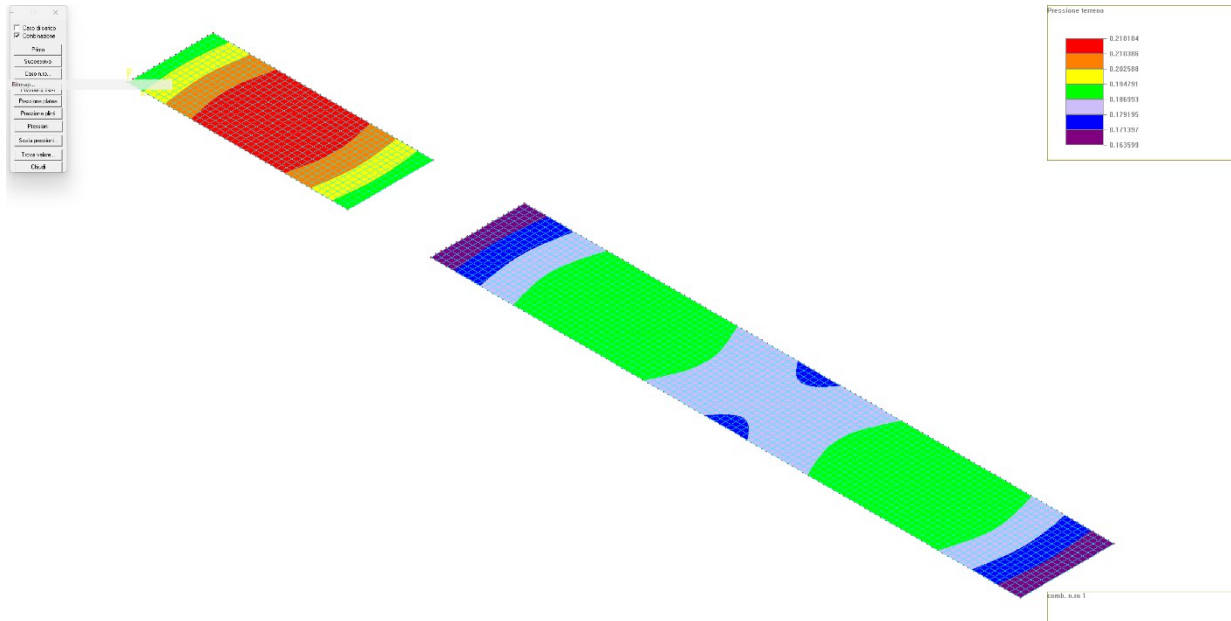




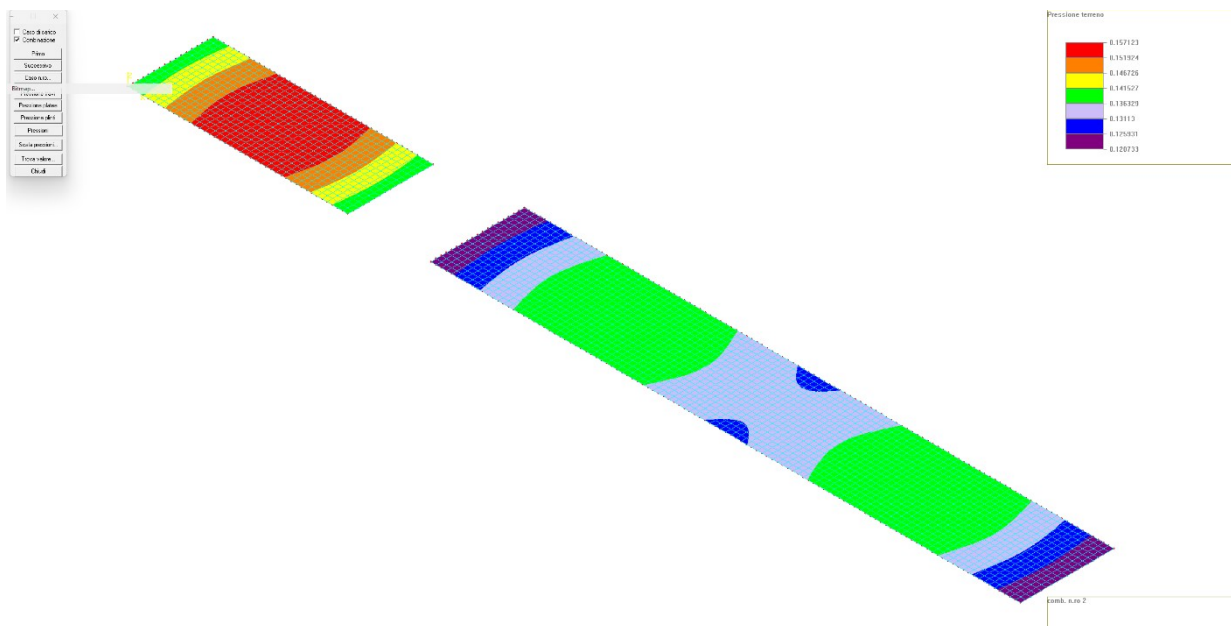
Armatura minima superiore direzione Y



### 6.6. Verifica pressioni terreno



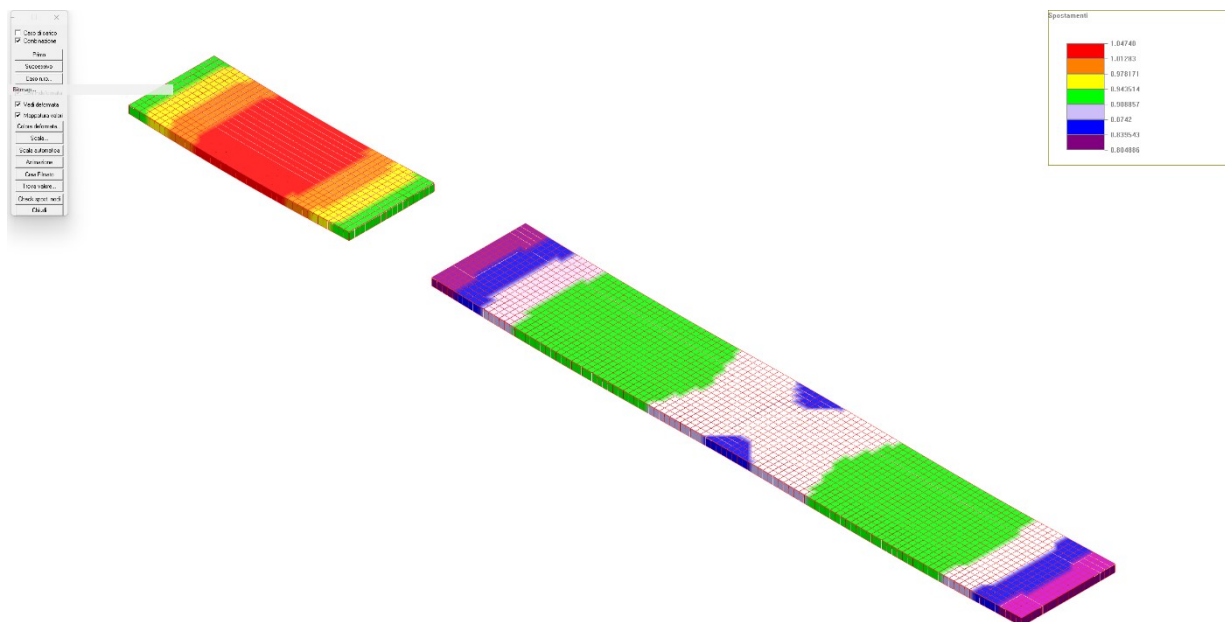
Pressione massima SLU pari a 0.22 kg/cm<sup>2</sup>. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.



Pressione massima in esercizio SLE rara pari a 0.157 kg/cm<sup>2</sup>. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.



## 6.7. Stima dei cedimenti



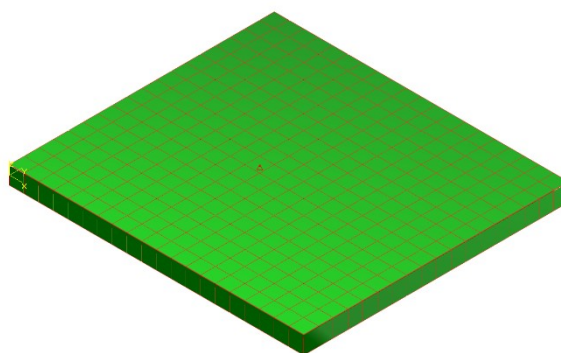
Cedimenti massimi attesi pari a circa 10.5 mm.

## 7. CALCOLO E VERIFICA PLATEA LOCALE TECNICO

### 7.1. Descrizione modello

I carichi forniti dal produttore degli impianti vengono disposti sulla platea di fondazione per aree di influenza. Il modello prevede la platea composta da elementi shells disposti su un letto di molle a simulare il terreno. Il coefficiente di sottofondo impiegato è pari a  $0.15 \text{ kg/cm}^3$ .

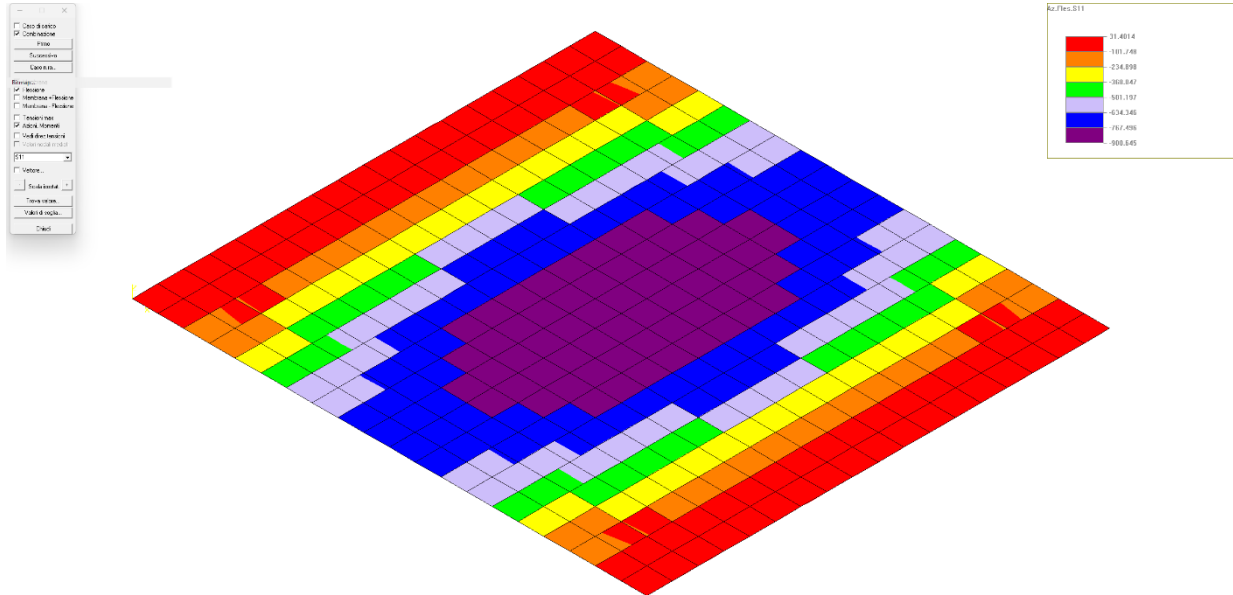
Elemento...



## 7.2. Azioni sollecitanti

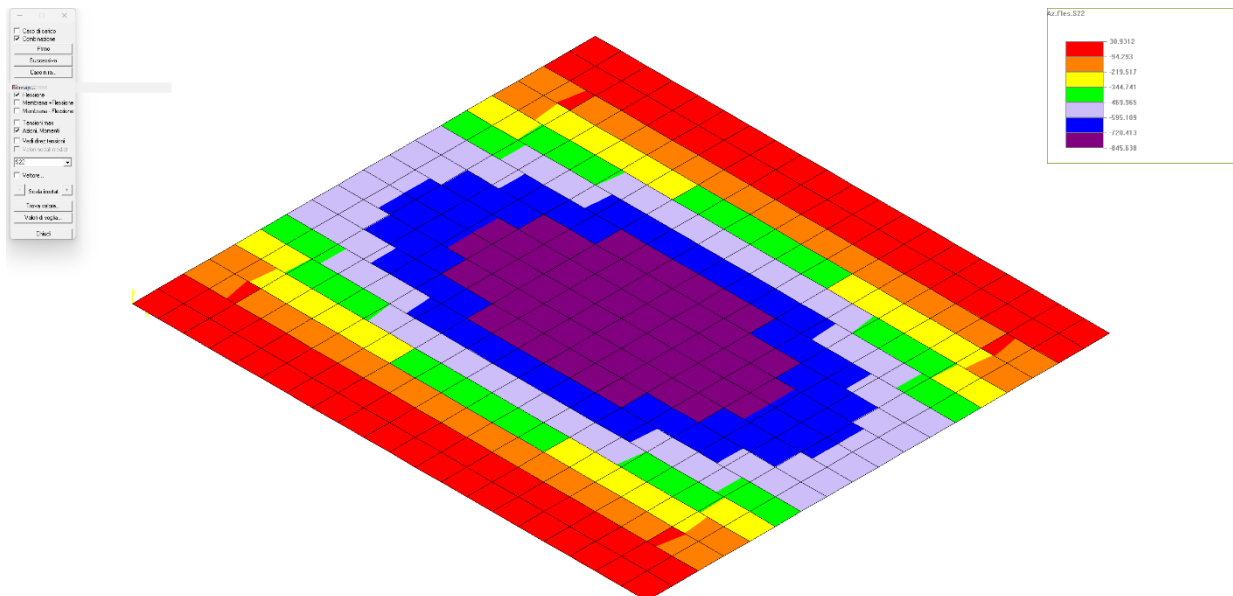
Le azioni riportate si riferiscono alla combinazione di carico SLU statica.

Sollecitazione S11



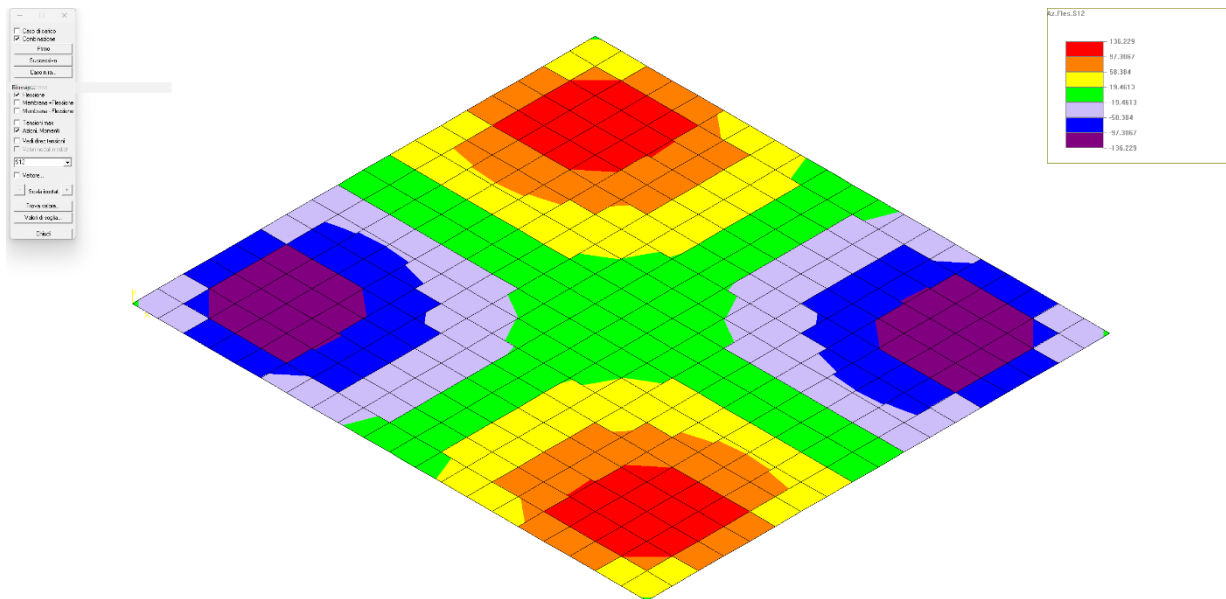
S11: +0.31 kNm/m ; -9.00 kNm/m

Sollecitazione S22



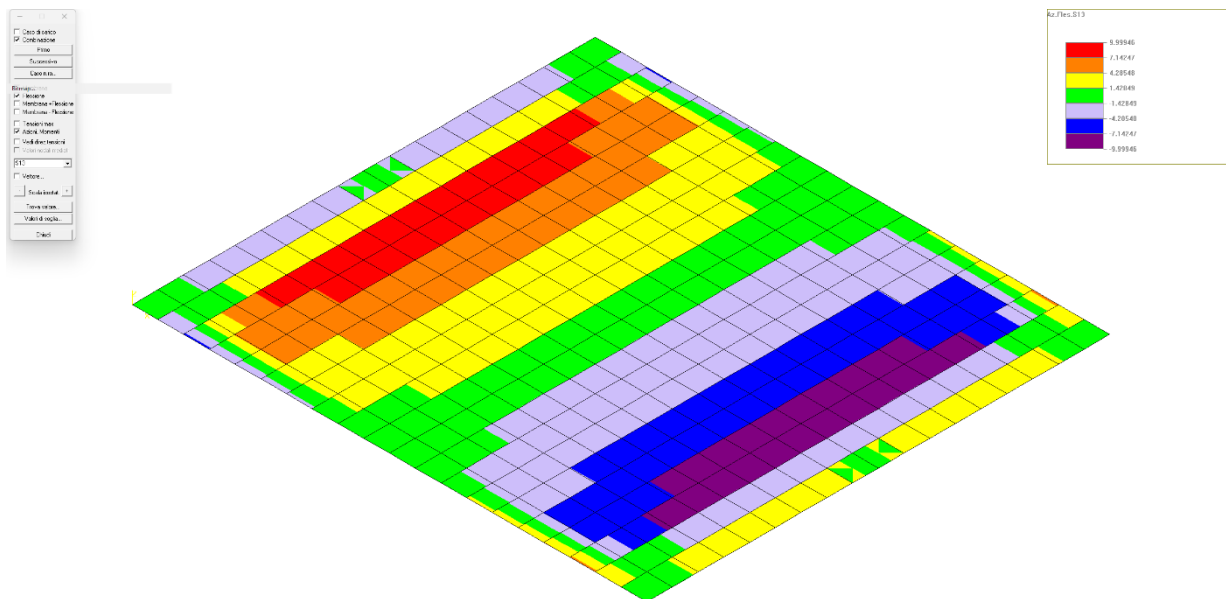
S22: +0.31 kNm/m ; -8.45 kNm/m

Sollecitazione S12:



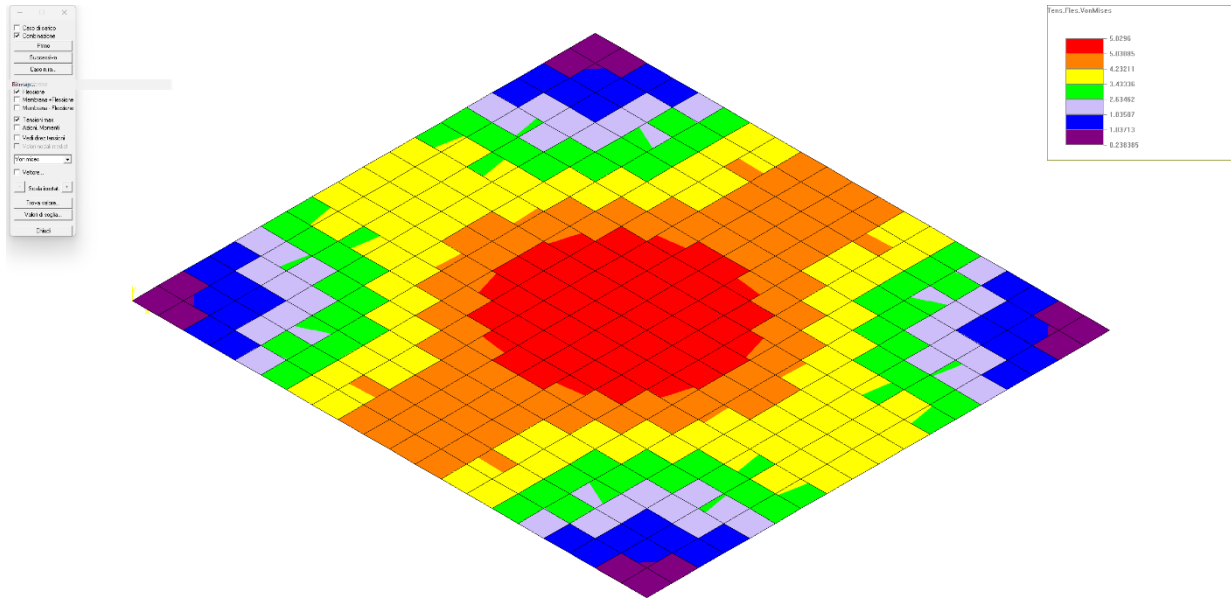
S12: +1.36 kN/m ; -1.36 kN/m

Sollecitazione S13:



S12: +0.10 kN/m ; -0.10 kN/m

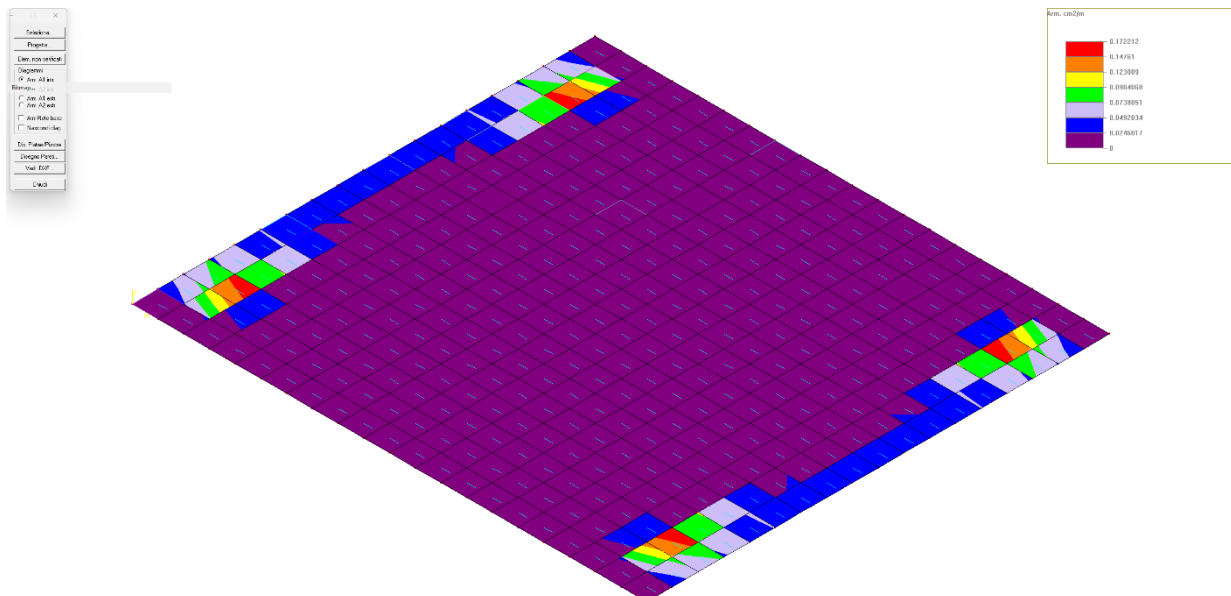
### 7.3. Tensioni e verifica platea



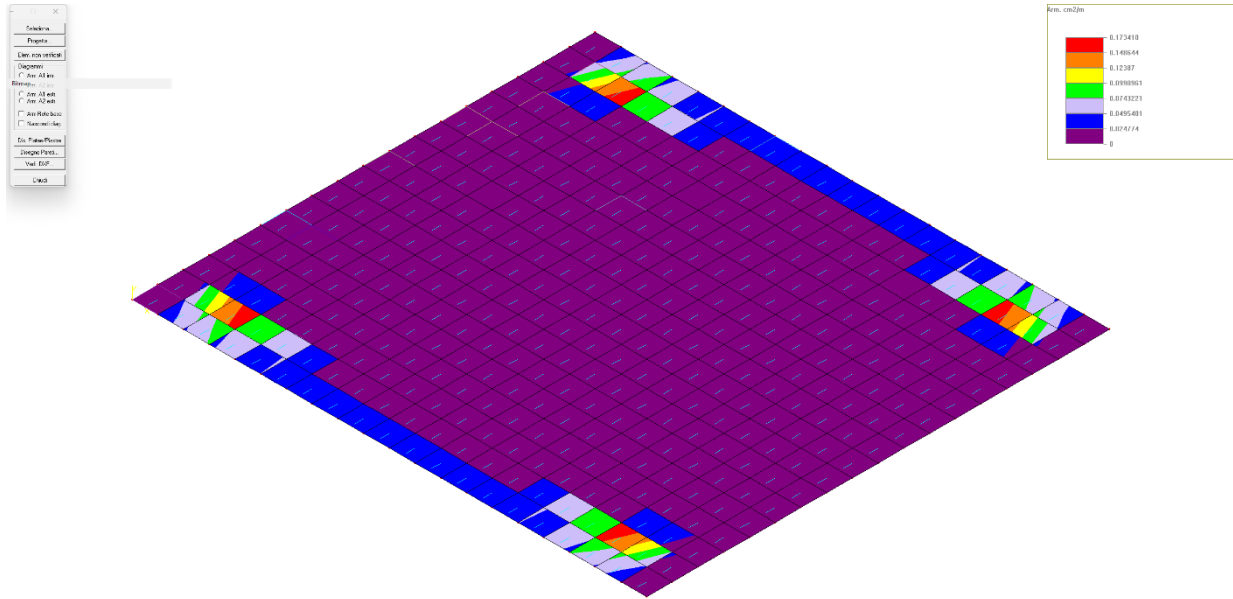
### 7.4. Armatura platea

La platea risulta armata con maglia  $\phi 12/20$  superiore ed inferiore.

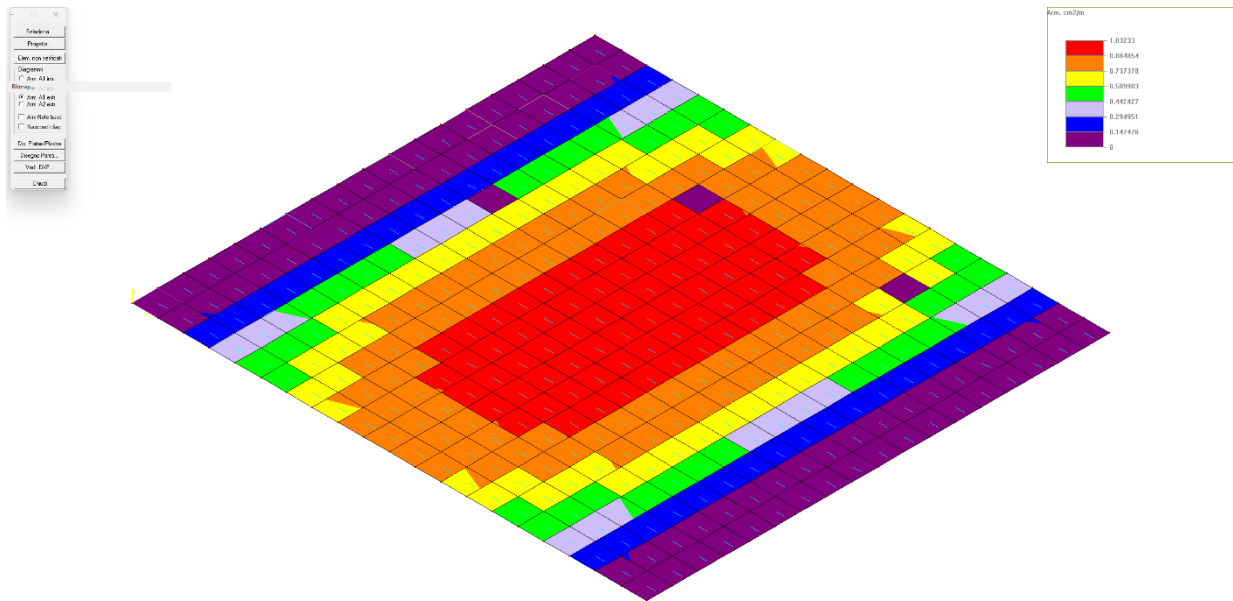
Armatura minima inferiore direzione X



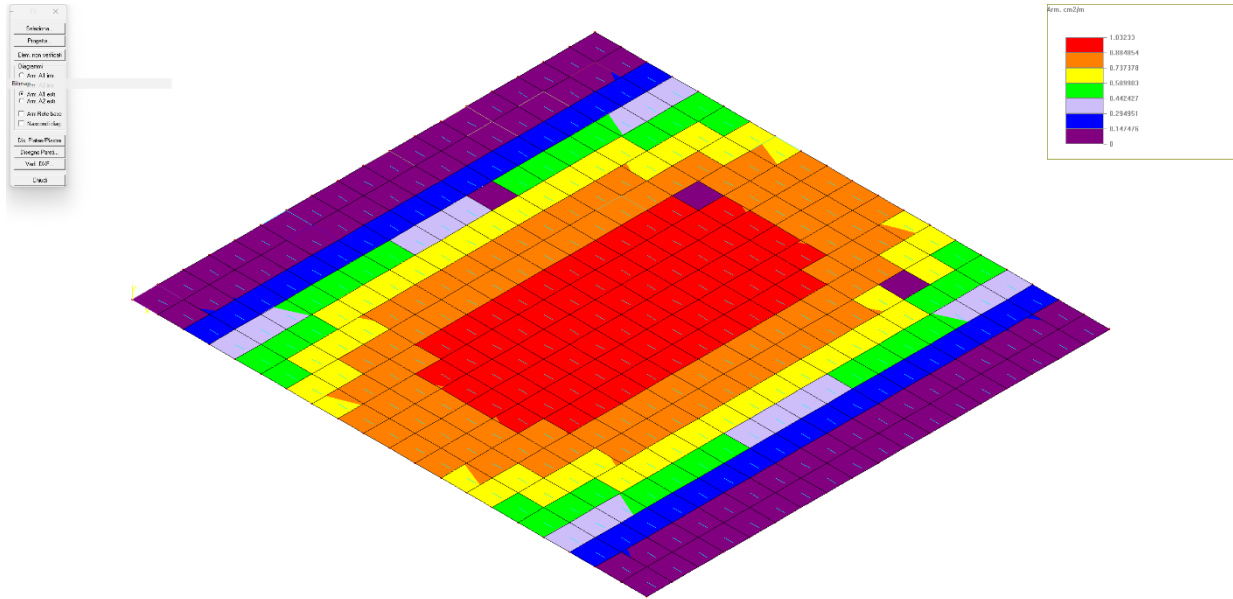
### Armatura minima inferiore direzione Y



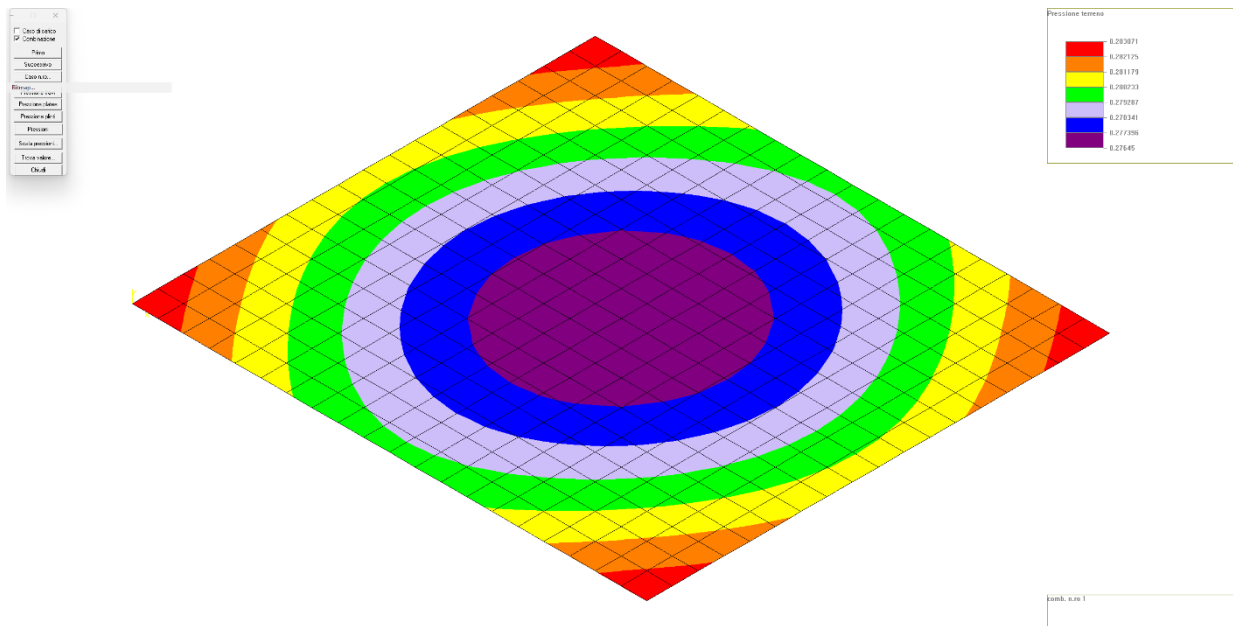
### Armatura minima superiore direzione X



Armatura minima superiore direzione Y

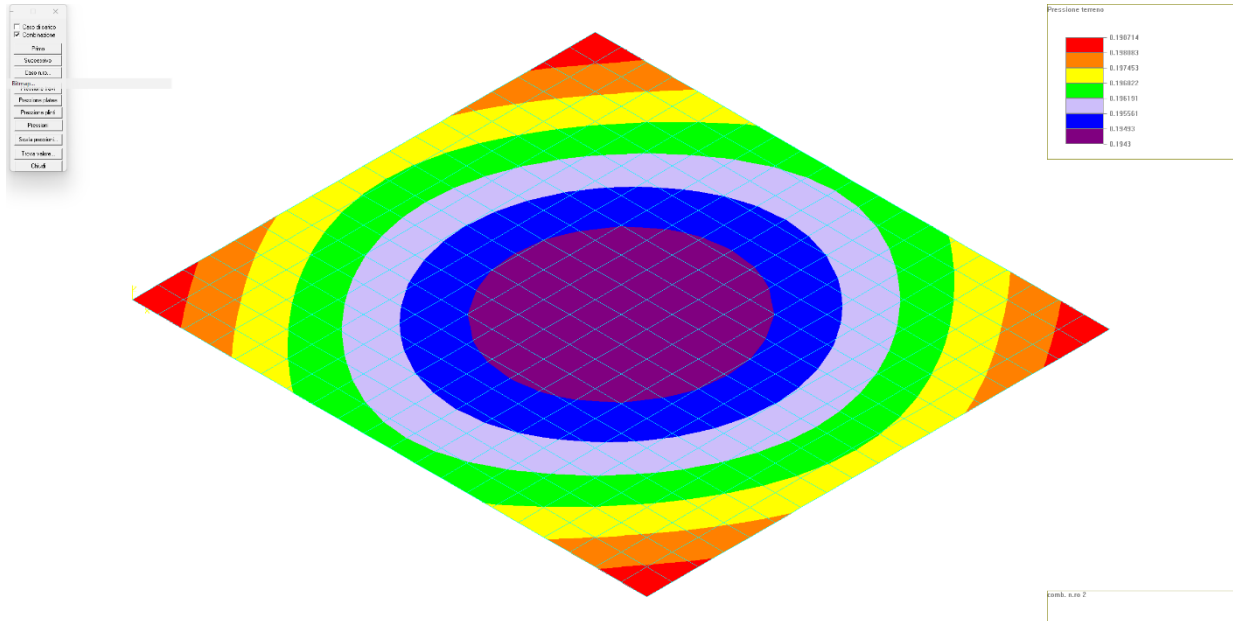


7.5. Verifica pressioni terreno



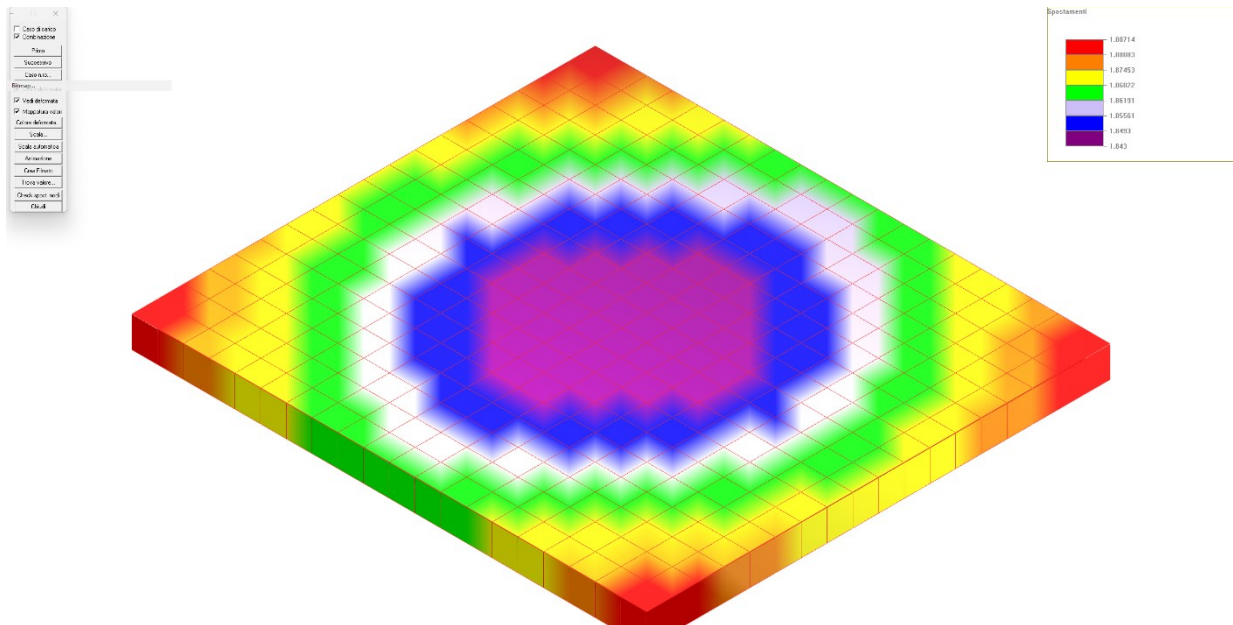
Pressione massima SLU pari a 0.28 kg/cm2. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.





Pressione massima in esercizio SLE rara pari a 0.20 kg/cm<sup>2</sup>. Tale valore risulta inferiore ai limiti indicati dal geologo.

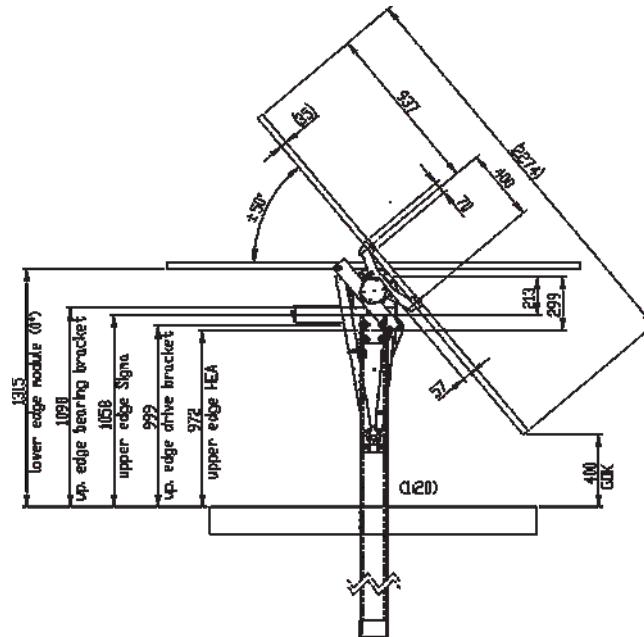
### 7.6. Stima dei cedimenti



Cedimenti massimi attesi pari a circa 18.9 mm.

## 8. CALCOLO PROFILI A SOSTEGNO DELL'IMPIANTO

### 8.1. Verifica montanti HEA160

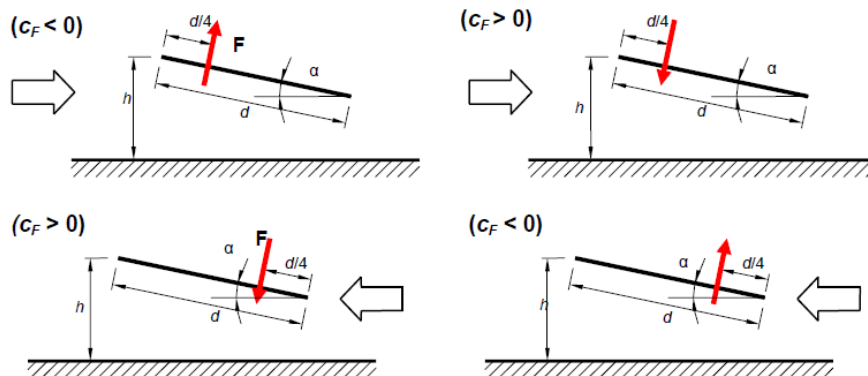


Interasse massimo montanti: 7.50m

Il limite fornito per la freccia massima ammissibile è pari a 1/300L.

Pressione massima positiva:  $7.50\text{m} \times 2.27\text{m} \times 1.32\text{kN/m}^2 = 22.47\text{kN}$

Pressione massima negativa:  $7.50\text{m} \times 2.27\text{m} \times (-1.88\text{kN/m}^2) = -32.01\text{kN}$



Le sollecitazioni agenti sulla testa del singolo montante per la pressione massima negativa (situazione peggiore) risultano:

$$N_x = 32.01 \text{ kN} \times \cos 50^\circ = 20.58 \text{ kN} \quad \text{componente orizzontale}$$

$$N_z = 32.01 \text{ kN} \times \sin 50^\circ = 24.52 \text{ kN} \quad \text{componente verticale}$$

$$M = 32.01 \text{ kN} \times 2.274 / 4 = 18.20 \text{ kNm} \quad \text{flessione}$$



## Verifica del collegamento bullonato (4 bulloni M16 classe 8.8)

I bulloni in acciaio utilizzati sono quelli previsti nella normativa EN 1993-1-8. Le resistenze meccaniche associate a ciascun connettore sono state calcolate utilizzando i fattori parziali previsti alla Tabella 2.1 della EN 1993-1-8.

Fattori di sicurezza parziali per le connessioni (cfr. Tabella 2.1 EN 1993-1-8)

Resistenza di bulloni – rivetti – chiodi – saldature – piastre inflesse	$\gamma_{M2}$	1,25
Resistenze all'attrito allo SLU (Cat. C)	$\gamma_{M3}$	1,25
Resistenze all'attrito allo SLE (Cat. B)	$\gamma_{M3,ser}$	1,1
Prearico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7}$	1,1

Il materiale costituente i bulloni appartiene ad una delle classi definite nella Tabella 3.1 della EN 1993-1-8. Per ciascuna classe, nei calcoli successivi, sono state utilizzate le relative resistenze allo snervamento ( $f_{yb}$ ) ed a rottura ( $f_{yu}$ ).

Valori nominali delle resistenze allo snervamento  $f_{yb}$  e delle resistenze ultime a trazione  $f_{ub}$  dei bulloni (cfr. Tabella 3.1 EN 1993-1-8)

classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

Le dimensioni dei bulloni, con le rispettive aree nominali (non filettate, in corrispondenza del gambo superiore) e delle aree resistenti effettive al netto della filettatura, sono riportate nella seguente tabella.

Aree nominali ( $A_n$ ) ed aree resistenti al netto della filettatura ( $A_{res}$ ), per varie classi di viti (valori in mm)

Vite	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M36
$A_n$	50	78	113	153	201	254	314	380	452	572	706	1017
$A_{res}$	36,3	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561	817

Resistenza a taglio del singolo bullone:

$$F_{v,Rd} = (0.6 \times f_{ub} \times A_{res}) / \gamma_{M2} = (0.6 \times 800 \times 157) / 1.25 = 60.29 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio complessiva del bullone costituito da due superfici di taglio resistenti:

$$V_{Rd} = 2 \times 60.29 = 120.58 \text{ kN}$$



L'azione di taglio sollecitante sul singolo bullone è dato da:

$$V_{sd,1} = 32.01 / 4 \times 1.50 = 12.00 \text{ kN}$$

Verifica:

$$12.00 \text{ kN} < 120.58 \text{ kN}$$

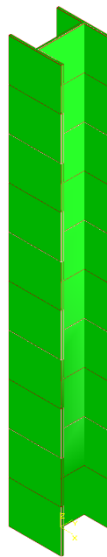
$$V_{sd} < V_{Rd}$$

Verifica soddisfatta

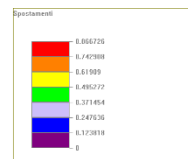
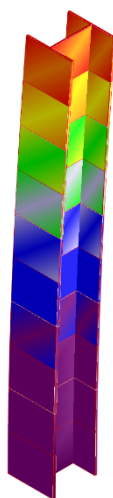
*Verifica del profilo:*

Azioni sollecitanti SLE in testa al montante nel caso più sfavorevole:

$V_{sd} = 20.58 \text{ kN}$	componente orizzontale spinta vento
$N_{sd,1} = 24.52 \text{ kN}$	componente verticale spinta vento (verso l'alto)
$N_{sd,2} = 0.10 \times 2.27 \times 7.5 = 1.70 \text{ kN}$	componente verticale peso pannelli (verso il basso)
$N_{sd} = 24.52 - 1.70 = 22.82 \text{ kN}$	componente verticale totale (verso l'alto)
$M_{sd} = 18.20 \text{ kNm}$	flessione



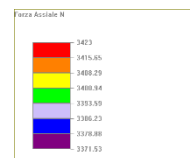
Schematizzazione 3D



Deformazione SLE max 0.87cm

Freccia massima in esercizio pari a 0.87cm pari a 1/151L. Accettabile in quanto trattasi di elemento a mensola.

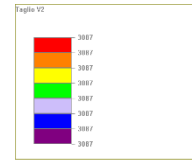
Le azioni sollecitanti alla base del montante in corrispondenza dell'infissione nel terreno, nella combinazione SLU, risultano essere:



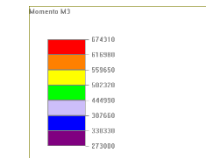
$N_{SLU} = 33.71 \text{ kN}$



$$V_{SLU} = 30.87 \text{ kN}$$



$$M_{SLU} = 67.43 \text{ kNm}$$



=====

DATI DI INGRESSO : SEZIONI

=====

SEZ.  
n.ro  
1 HEA160

=====

DATI DI INGRESSO : AREE ED INERZIE NEL RIFERIMENTO LOCALE

=====

## Relazione di calcolo strutturale

SEZ.	AREA	J2	J3	JT	W2	W3	Z2	Z3
n.ro	(cm2)	(cm4)	(cm4)	(cm4)	(cm3)	(cm3)	(cm3)	(cm3)
1	38.8	616	1673	12	76.9	220.1	117.6	245.1

## DESCRIZIONE TABELLA DATI MATERIALI

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nelle tabelle DATI MATERIALI.

MAT. n.ro numero identificativo del materiale ( >= 1 )  
 PESO SPEC. peso dell' unita' di volume del materiale  
 ALFA T coefficiente di dilatazione termica  
 E modulo di elasticita'  
 POISSON coefficiente di contrazione laterale impedita  
 NOME descrizione del materiale ( max. 11 caratteri)

## DATI DI INGRESSO : TABELLA DATI MATERIALI

MAT.	PESO SPEC.	ALFA T	E	POISSON	NOME
n.ro	(Kg/cm3)	(1/C)	(Kg/cm2)		
1	0.00785	0.000010	2100000.0	0.3	acciaio

## DESCRIZIONE TABELLA VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

ELEM. n.ro numero dell' elemento asta, trave o pilastro  
 tipo sezione denominazione del profilo della sezione in acciaio  
 tipo acc. tipo di acciaio: S235 (Fe360), S275 (Fe430), S355 (Fe510), S420, S460  
 L lunghezza dell'elemento asta, trave o pilastro in m.  
 Peso peso dell'elemento asta, trave o pilastro in Kg.  
 Arid/A rapporto tra l' area di calcolo della sezione e l' area teorica  
 Classe prof. classificazione del profilo in base alla capacita'  
 N M2 M3 rotazionale per N(compressione), M2, M3 (flessione intorno agli assi locali 2,3)  
 Beta 1-2 coeff. Beta relativo al piano di inflessione 1-2 per le verifiche di instabilita' di aste compresse o presso-inflesse  
 Beta 1-3 coeff. Beta relativo al piano di inflessione 1-3 per le verifiche di instabilita' di aste compresse o presso-inflesse  
 Beta tors coeff. Beta relativo alla verifica di instabilita' a svergolamento  
 snel. 1-2 snellezza relativa al piano di inflessione 1-2  
 snel. 1-3 snellezza relativa al piano di inflessione 1-3  
 curva stab.1-2 curva di stabilita' utilizzata per il calcolo del X 1-2  
 curva stab.1-3 curva di stabilita' utilizzata per il calcolo del X 1-3  
 X 1-2 coeff. 'chi' minorativo della resistenza relativo alla snellezza 1-2

Relazione di calcolo strutturale

X 1-3           coeff. 'chi' minorativo della resistenza relativo  
                  alla snellezza 1-3  
nv               elemento non verificato

=====

RISULTATI : VERIFICA ELEMENTI ACCIAIO

=====

ELEM. n.ro	tipo sezione	tipo	L (m)	Peso (Kg)	Arid/A	Classe prof.			Beta	Beta	snel.	curva	X
						N	M2	M3	fles.	tors.	stab.		
		acc.							1-2	1-2	1-2	1-2	
									1-3	1-3	1-3	1-3	
1	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
2	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
3	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
4	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
5	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
6	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
7	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
8	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
9	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00
10	HEA160	S355	0.13	4.0	1.0	1	1	1	1.0	1.0	2.0	b	1.00
									1.0		3.3	c	1.00

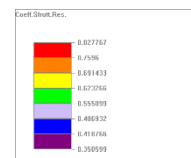
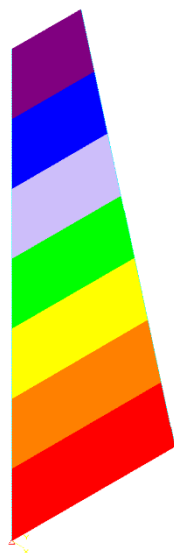
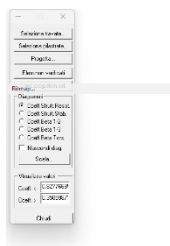
DESCRIZIONE TABELLA VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

Di seguito si riportano le spiegazioni delle sigle usate nella tabella VERIFICA ASTE, TRAVI, PILASTRI IN ACCIAIO

ELEM. n.ro    numero dell' elemento asta, trave o pilastro  
 CDC n.ro    n.ro del caso di carico  
 COMB n.ro    n.ro della combinazione di carico  
 Sigma snerv.    tensione di snervamento in Kg/cm2  
 C\_sfrut res.    coeff.di sfruttamento a resistenza max: OK se <= 1.  
 C\_sfrut stab.    coeff.di sfruttamento max a stabilita': OK se <= 1.  
 Tipo ver.    tipo di verifica a stabilita', con i seguenti  
 stab.    significati :  
           0 nessuna verifica di stabilita' necessaria  
           1 aste compresse                                   (NTC 4.2.4, EC3 5.5.1)  
           2 presso-flessione                               (NTC 4.2.4, EC3 5.5.4)  
           3 presso-flessione + svergolamento(NTC 4.2.4, EC3 5.5.4)  
           4 instabilita' flesso-torsionale (NTC 4.2.4, EC3 5.5.2)  
 M2eq\_pf    momento equivalente per presso-flessione relativo  
           alla flessione nel piano definito dagli assi 1-3  
           (=0. se l' elemento non e' compresso e/o inflesso)  
 M3eq\_pf    momento equivalente per presso-flessione relativo  
           alla flessione nel piano definito dagli assi 1-2  
           (=0. se l' elemento non e' compresso e/o inflesso)  
 Meq\_sverg    momento equivalente per lo svergolamento nel piano

di flessione 1-2  
( = 0. se non e' presente il momento M3 )  
nv elemento non verificato ad una delle seguenti  
condizioni : resistenza, stabilita'

ELEM.	CDC	COMB	C_sfrut	C_sfrut	Tipo	M2eq_pf	M3eq_pf	Meq_sverg
n.ro	n.ro	n.ro	res.	stab.	ver.	(Kg*m)	(Kg*m)	(Kg*m)
1	1	1	0.45	0.00	0	0.0	0.0	0.0
2	1	1	0.40	0.00	0	0.0	0.0	0.0
3	1	1	0.54	0.00	0	0.0	0.0	0.0
4	1	1	0.49	0.00	0	0.0	0.0	0.0
5	1	1	0.64	0.00	0	0.0	0.0	0.0
6	1	1	0.59	0.00	0	0.0	0.0	0.0
7	1	1	0.73	0.00	0	0.0	0.0	0.0
8	1	1	0.68	0.00	0	0.0	0.0	0.0
9	1	1	0.83	0.00	0	0.0	0.0	0.0
10	1	1	0.78	0.00	0	0.0	0.0	0.0



Massimo sfruttamento del materiale 0.82 < 1.00

Verifica soddisfatta

### 8.2. Predimensionamento infissione montanti

Si riporta di seguito il predimensionamento della profondità di infissione dei montanti nel terreno. Tale calcolo non è da ritenersi definitivo in quanto si dovranno eseguire in sito delle prove sui montanti campione al fine di valutare con certezza le caratteristiche di tenuta del terreno.

Ove non diversamente specificato, nelle procedure di calcolo e di verifica, sono state utilizzate le seguenti unità di misura:

Lunghezza: m	Forza: kN
Massa: kg	Momento: kN*m



### 8.2.1. Carichi di progetto

I carichi agenti nel singolo palo nella condizione più sfavorita in trazione e compressione sono:

Condizione di azioni nella sovrastruttura (Combinazione SLU - vento) che provocano azioni di trazione nel palo di fondazione:

Azione normale:  $N = 33.7$  kN (trazione);

Azione di taglio:  $V = 30.9$  kN

Momento flettente:  $M = 67.5$  kN\*m

Condizione di azioni nella sovrastruttura (Combinazione SLU - vento) che provocano azioni di compressione nel palo di fondazione:

Azione normale:  $N = 42.0$  kN (compressione);

Azione di taglio:  $V = 30.9$  kN

Momento flettente:  $M = 67.5$  kN\*m

### 8.2.2. Stralcio relazione geologico geotecnica

Di seguito l'estratto della prova penetrometrica CPTU che si ritiene maggiormente significativa per la definizione dei valori di progetto utilizzati nella verifica della capacità portante delle fondazioni profonde.

#### CPTU 4

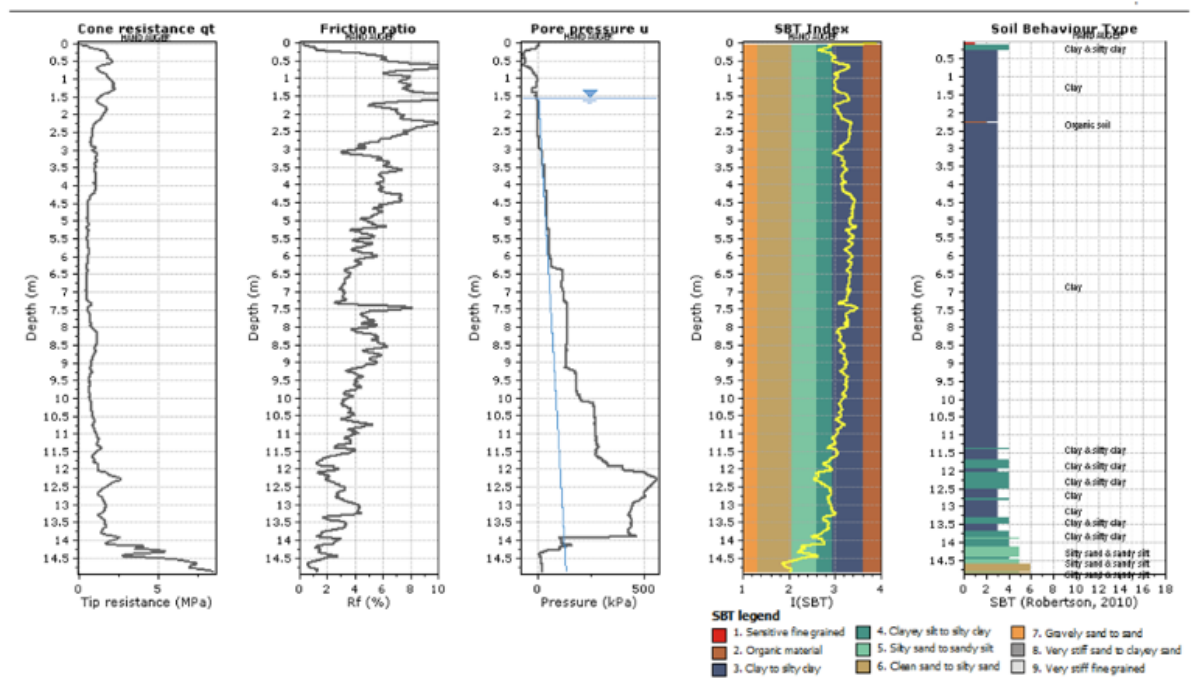


Fig. 1.2 Resistenze laterali e alla punta prova penetrometrica.

La prova in situ e una sua successiva fase interpretativa ha permesso di definire i seguenti parametri geotecnici relativi agli orizzontamenti coesivi ed incoerenti:

La capacità portante dei pali di fondazione in acciaio è stata affrontata con conosciute formule presenti in letteratura (Viggiani §13.1, Colombo §9.3) secondo dell'approccio 2 [A1+M1+R3] di cui al §6.4.3.1.1 delle NTC2018.

Nei due paragrafi che seguono si riportano i dati di calcolo e i valori dei diversi parametri assunti nella verifica della capacità portante, limite e ammissibile di base e laterale, di due diverse tipologie di palo, dissimili, sia per tecnologia di infissione che per forma e dimensione:

- Palo di fondazione in acciaio con profilo tubolare cavo;
- Palo di fondazione in acciaio profilo a vite.

In entrambi i casi al di sopra di detti pali dovrà essere fissata rigidamente il montante tipo HEA 160 precedentemente dimensionato.

### 8.2.3. Verifica capacità portante pali tubolari cavi in acciaio

Si riportano i dati di calcolo e i valori dei diversi parametri assunti nella verifica della capacità portante, limite e ammissibile di base e laterale, dei pali di fondazione:

#### PALI INFISSI - diametro 203mm sp.6mm

##### DATI DI INGRESSO

D	di diametro del palo	0.20	[m]	FS	coeff. sicurezza portata di base (R3)	0.00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	5.00	[m]	FS	coeff. sicurezza portata di laterale (R3)	1.25	[-]
z <sub>w</sub>	profondità della falda dal p.c.	0.50	[m]				

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH <sub>i</sub> [m]	H <sub>f</sub> [m]	γ <sub>n</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	γ' [kN/m <sup>3</sup> ]	N <sub>SPT</sub> [-]	φ [°]	K [-]	c <sub>u</sub> [kPa]	α [-]	c <sub>a</sub> [kPa]
1	Limi sabbioso argilloso mediamente addensati	0.50	0.50	18.50	8.50		29.00	1.50	0.00	0.00	0.00
2	Limi argillosi soffici	4.50	5.00	16.00	6.00				20.00	1.00	20.00

##### LEGENDA

- ΔH<sub>i</sub> spessore dello strato
- H<sub>f</sub> profondità dello strato dal p.c.
- γ<sub>n</sub> peso specifico del terreno naturale
- γ' peso specifico efficace
- N<sub>SPT</sub> Numero colpi al piede (solo granulari)
- φ angolo di attrito (solo granulari)
- K rapporto tra e<sub>s</sub>/e<sub>v</sub>
- c<sub>u</sub> coesione non drenata (solo coesivi)
- c<sub>a</sub> adesione (solo coesivi)

I carichi agenti nel singolo palo nella condizione più sfavorita in trazione sono pari a N = 33.70 kN.

#### PORTATA LATERALE - Condizioni non drenate (Metodo α)

		σ <sub>v,i</sub>	σ <sub>v,(i+1)</sub>	σ <sub>v,med</sub>	σ <sub>h,med</sub>		c <sub>a</sub>	s
σ <sub>h,1</sub>	tensione laterale strato 1°	0	4.25	2.125	3.1875	[kPa]	0.00	1.97
σ <sub>h,2</sub>	tensione laterale strato 2°	4.25	31.25	17.75	0	[kPa]	20.00	20.00
σ <sub>h,3</sub>	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,4</sub>	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,5</sub>	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,6</sub>	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,7</sub>	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,8</sub>	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
σ <sub>h,9</sub>	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00

Q <sub>l,lim</sub>	Portata limite laterale	58.03	[kN]	Peso proprio palo	1.53	[kN]	non tenere in conto nel calcolo della portata
Q <sub>l,amm</sub>	Portata amm. laterale	38.68	[kN]				non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	58	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	39	[kN]

La capacità portante del palo con sollecitazioni di trazione risulta essere verificata utilizzando un profilo tubolare cavo D=203mm, sp.6.3mm e lunghezza pari a 5m. Considerando il primo metro di profondità di caratteristiche scadenti per la capacità portante legata anche allo sfruttamento ad uso agricolo del campo cui andrà installato il palo, si ritengono portanti solo gli strati inferiori in argilla con la presenza della falda. Il palo verrà installato con la tecnica della battitura e si dovrà anche verificare la sua agevole installazione per incremento delle pressioni neutrali che, con la profondità e in presenza di argilla, possono rendere difficoltosa la sua infissione.

I carichi agenti nel singolo palo nella condizione più sfavorita in compressione sono pari a  $N = 42.00$  kN. La portata del palo alla punta risulta essere molto bassa essendo in presenza di un palo di tipo "sospeso".

**PORTATA ALLA BASE**

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
2	Limmi argillosi soffici	4.50	5.00	16.00	6.00	0.00	0.00	0.00	20.00	1.00	20.00
$A_b$	Area della base del palo			0.03	[m <sup>2</sup> ]						
$\sigma_{vL}$	Pressione geostatica di base			81.25	[kPa]						
$N_q = \nu B_k$	Coeff. di pressione geostatica			1							
$c$	Coesione alla base			20.00	[kPa]						
$N_c$	Coeff. di coesione			9							
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base			8.46	[kN]						
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base			4.90	[kN]						

La capacità portante di base risulta:

**PORTATA LATERALE - Condizioni non drenate (Metodo  $\alpha$ )**

	$\sigma_{v,j}$	$\sigma_{v,(j+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		$c_a$	$s$	
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0	4.25	2.125	3.1875	[kPa]	0.00	1.97
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	4.25	31.25	17.75	0	[kPa]	20.00	20.00
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0.00	0.00
$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale			58.03	[kN]			
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale			38.68	[kN]			

**PORTATA TOTALE LIMITE**

**65** [kN]

**PORTATA TOTALE AMMISSIBILE**

**44** [kN]

La capacità portante del palo con sollecitazioni di compressione risulta essere verificata.

Tubolare cavo D=203mm, sp.6.3mm e profondità di infissione pari a 5m

### 8.2.4. Verifica capacità portante pali tubolari cavi in acciaio

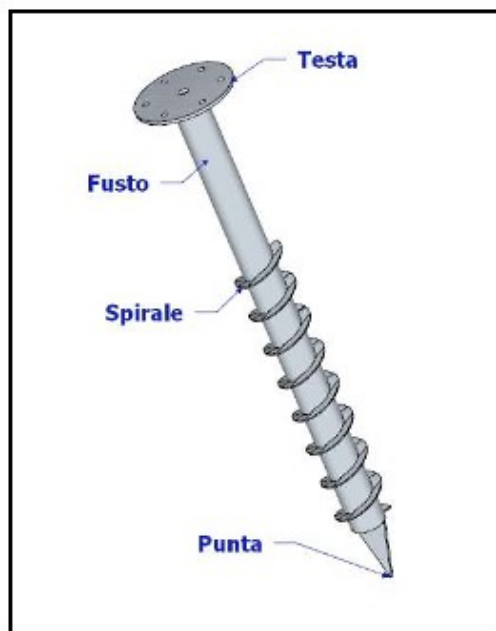
Si riportano i dati di calcolo e i valori dei diversi parametri assunti nella verifica della capacità portante dei pali di fondazione:

#### DATI DI INGRESSO

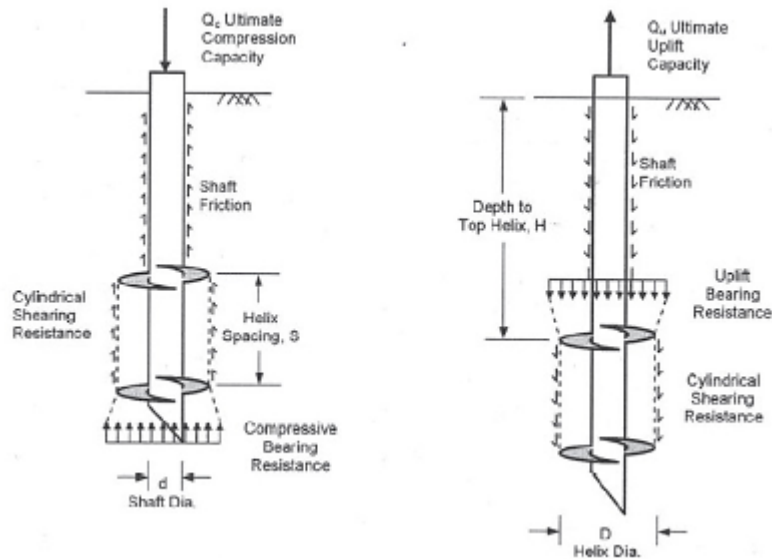
<b>D</b>	di diametro dell'elica	0.300	[m]
<b>d</b>	di diametro del fusto	0.0139	[m]
<b>sp.</b>	spessore fusto palo	0.0125	[m]
<b>H</b>	Profondità da pc della prima elica	1.00	[m]
<b>n</b>	Numero eliche	4.00	
<b>L</b>	Distanza fra la prima e ultima elica	2.00	[m]
<b>fi</b>	Intervallo fra le eliche	0.450	[m]
<b>z<sub>w</sub></b>	profondità della falda dal p.c.	0.50	[m]
	Tipo acciaio palo	S355	
<b>L<sub>tot</sub></b>	Lunghezza totale del palo	3.00	[m]
<b>fi/L</b>	Fattore del rapporto di spaziatura	1.00	
<b>H<sub>EFF</sub></b>	Altezza effettiva	0.40	[m]

La struttura delle fondazioni a vite è costituita da:

- **Fusto:** è un tubo a sezione circolare di diametro e spessore variabili. È l'elemento che trasferisce il carico alle eliche della spirale.
- **Spirale:** permette l'infissione della vite al suolo e assolve le funzioni di portata dei carichi.
- **Testa:** è l'elemento di collegamento con la struttura.
- **Punta:** ha la funzione di facilitare l'infissione della vite nel terreno.



Le formule adottate per la verifica della capacità portante sono di seguito riportate:



La capacità portante del palo a vite è data dalla somma di tre contributi:

$$Q_{ULT} = Q_U + Q_{SHAFT} + Q_{HELIX}$$

$$Q_U = (N_U * S_U + \gamma' * H) * \frac{\pi}{4} * (D^2 - d^2)$$

$$Q_{SHAFT} = \alpha * S_U * \pi * d * H_{EFF}$$

$$Q_{HELIX} = Sf * S_U * \pi * D * L$$

Dove:

$Q_{ULT}$  = capacità limite totale;

$Q_U$  = carico portante limite al sollevamento;

$Q_{SHAFT}$  = resistenza limite dell'asta;

$Q_{HELIX}$  = resistenza limite tra le eliche;

$N_U$  = fattore di portanza e sollevamento per argilla (=9 per  $H/D > 4$ ; Narasimha Rao et al, 1991);

$S_U$  = resistenza a taglio non drenata del suolo;

$\gamma'$  = peso specifico effettivo del suolo;

$H$  = profondità dell'elica in sommità;

$D$  = diametro dell'elica;

$d$  = diametro dell'asta;

$\alpha$  = coefficiente di adesione (=0,4 per terreni argillosi soffici e fini; Tomlinson 1994);

$H_{EFF}$  = altezza effettiva (=  $H - 2 * D$ );

$Sf$  = fattore del rapporto di spaziatura (=1 se  $S/L \leq 3$ ; Almita 2002);

$L$  = distanza tra la prima e l'ultima elica.

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
1	Limi sabbioso argilloso mediamente addensati	0.50	0.50	18.50	8.50		29.00	1.50	0.00	0.00	0.00
2	Limi argillosi soffici	4.50	5.00	16.00	6.00				20.00	0.90	18.00



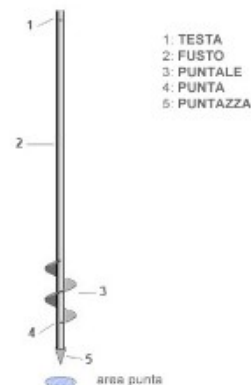
**PORTATA LATERALE - Condizioni non drenate**

$Q_U$	Carico portante limite a trazione	16.10	[kN]
$Q_{SHAFT}$	Resistenza limite dell'asta	0.23	[kN]
$Q_{HELIX}$	Resistenza limite dell'asta	37.70	[kN]

QU RESISTENZA ALLO SFILAMENTO	54	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	36	[kN]

La capacità portante del palo con sollecitazioni di trazione risulta essere verificata. Viene utilizzato un fusto del palo a vite del diametro di 139.7mm, n.4 spirali di diametro pari a 30cm responsabili principali dell'incremento della capacità portante del palo di fondazione. La lunghezza totale è pari a 3metri ma il suo peso risulta essere molto più contenuto del palo tubolare cavo utilizzato nella prima soluzione verificata.

Considerando il primo metro di profondità di caratteristiche scadenti per la capacità portante legata anche allo sfruttamento ad uso agricolo del campo cui andrà installato il palo, si ritengono portanti solo gli strati inferiori in argilla (2 metri di palo) con la presenza della falda e delle quattro spire di diametro 30cm.



Le fondazioni a elica sono idraulicamente avvitate in suoli portanti. Con l'ausilio di un avvitatore idraulico, l'infissione è rapida e senza vibrazioni. I pali a elica hanno una vera elica, cioè, la seconda e/o terza piastra elicoidale segue lo stesso percorso della prima quando è avvitata nel terreno. Ciò facilita l'infissione e riduce al minimo la perturbazione del suolo.

Tale tipologia di palo può essere, in futuro e anche qualora si dovesse redigere un piano di dismissione dell'impianto, svitato e recuperato, senza impatto sull'ambiente naturale. L'installazione richiede bassi costi per via della minima attrezzatura e tempi brevi. È un metodo poco invasivo, pulito che non crea polveri e fanghi.

Tubolare cavo D=139.7mm, sp.12.5mm e profondità di infissione pari a 3m

### 8.3. Verifica al collasso per carico limite del tubolare a sostegno pannelli

Viene dimensionato in funzione della spinta del vento in grado di generare la deformazione limite imposta pari a  $1/300L$ . Il produttore fornirà un meccanismo dotato di anemometro in grado di ruotare in piano i pannelli una volta che il vento avrà raggiunto la pressione limite imposta da calcolo.

Caratteristiche minime profilo in acciaio S355:

$$A = 33.25 \text{ cm}^2$$

$$J = 693 \text{ cm}^4$$

$$W = 106 \text{ cm}^3$$

La velocità limite del vento in grado di deformare il profilo tubolare fino al limite di  $1/300L$  risulta essere pari a  $7.5 \text{ m/s}$  ossia  $27 \text{ km/h}$ .

$$q_b = 1/2 \times \rho \times v^2 = 1/2 \times 1.25 \times 56.2 = 35.1 \text{ N/mq}$$

$$P = C_e \times q_b \times C_p = 1.80 \times 35.1 \text{ N/mq} \times 2.67 = 169 \text{ N/mq}$$

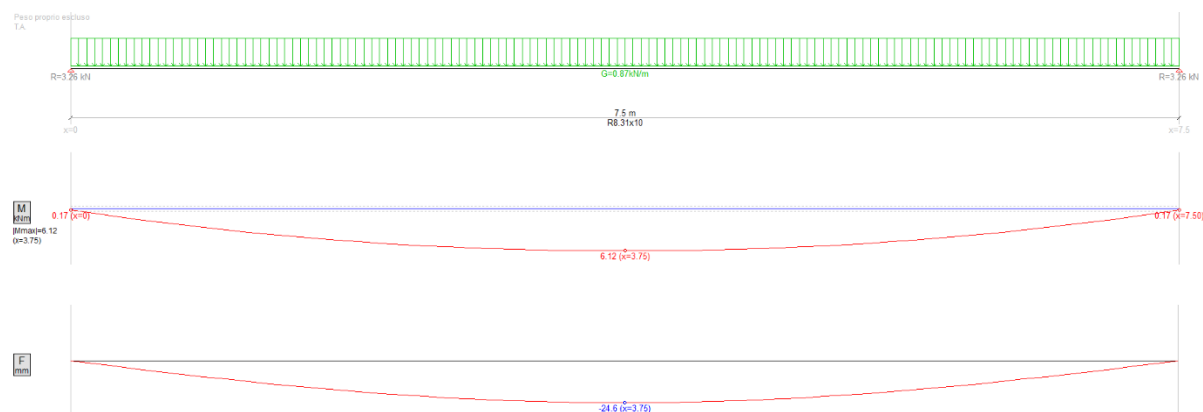
$$\text{Sul metro lineare di pannello: } 0.169 \text{ kN/mq} \times 2.27 \text{ m} = 0.38 \text{ kN/m.}$$

A tale azione va aggiunto il peso dei pannelli e del tubolare:

$$\text{Tubolare: } 0.26 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pannelli: } 0.23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tot: } 0.87 \text{ kN/m}$$



Freccia massima  $2.46 \text{ cm}$  pari a  $f = 1/305 L > 1/300 L$

Verifica soddisfatta

Al superamento del limite dei  $27 \text{ km/h}$  la struttura deve andare in protezione (fuori esercizio) posizionando i pannelli in senso orizzontale. Per tale condizione si eseguono le verifiche a resistenza e si indica la deformata massima per le dovute verifiche sull'impianto.

Con pannelli orizzontali ( $\alpha=0^\circ$ ) la condizione di carico possono essere:

- Vento:  $1.80 \times 0.391 \times 1.4 = 0.99 \text{ kN/m}^2$
- Neve:  $0.72 \text{ kN/m}^2$

Nel caso peggiore (vento), sul metro lineare di pannello:  $0.99 \text{ kN/mq} \times 2.27 \text{ m} = 2.25 \text{ kN/m}$ .

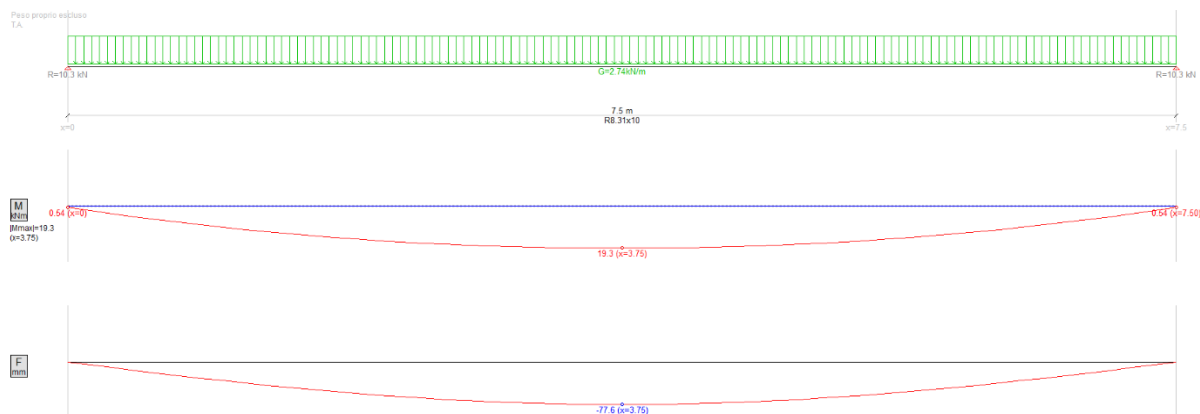


A tale azione va aggiunto il peso dei pannelli e del tubolare:

Tubolare: 0.26 kN/m

Pannelli: 0.23 kN/m

Tot: 2.74 kN/m



Deformazione massima pari a 7.76 cm equivalente ad una freccia pari a  $f=1/97 L$ .

Momento massimo sollecitante da vento  $M_{sd} = 19.3 \text{ kNm} \times 1.5 = 28.95 \text{ kNm}$ .

Momento resistente profilo  $M_{rd} = W_{xfsy} / \gamma = 106 \text{ cm}^3 \times 1000 \times 355 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 35.83 \text{ kNm}$ .

$$M_{sd} < M_{rd}$$

Verifica soddisfatta

Erbusco, 23/01/2023

Il Tecnico

