

## RELAZIONE DI CALCOLO – PLATEE DI FONDAZIONE



## PROGETTO DEFINITIVO

**REALIZZAZIONE DI UN HUB DI RICERCA, SVILUPPO, PRODUZIONE, STOCCAGGIO, RICONVERSIONE E DISTRIBUZIONE DELL'IDROGENO, ALIMENTATO DA UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO DA 8,982 MWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN SITO NEL COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO), LOCALITÀ SAN MATTEO DELLA DECIMA.**

### Committente:

**TOZZIgreen**

**Tozzi Green S.p.A.**  
Via Brigata Ebraica, 50  
48123 Mezzano (RA)  
P.IVA 02132890399  
R.E.A. n. RA-174504  
Tel. (+39) 0544 525311  
pec: [tozzi.re@legalmail.it](mailto:tozzi.re@legalmail.it)  
mail: [info@tozzigreen.com](mailto:info@tozzigreen.com)  
web: [www.tozzigreen.com](http://www.tozzigreen.com)

### Progettista:



**ArchLivIng s.r.l**  
Via Monsignor Maverna, 4 - 44122  
Ferrara (FE)  
Tel: (+39) 0532 733683 - Fax:  
(+39) 0532 692608  
web: [www.archliving.it](http://www.archliving.it)

### Coordinamento di progetto:



**ambiente s.p.a.**  
Via Frassina, 21, 54033  
Carrara (MS)

1	24/09/2021	Ing. Pierpaolo Boselli	Ing. Gessica Grossi		Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: <b>P.6.1.7</b>		Titolo elaborato: <b>RELAZIONE DI CALCOLO – PLATEE DI FONDAZIONE</b>			

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>3</b>
1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera .....	3
1.2. Descrizione dell'opera .....	4
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>3. MATERIALI UTILIZZATI.....</b>	<b>7</b>
3.1. Calcestruzzo strutturale .....	7
3.2. Acciaio per barre di armatura .....	7
<b>4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</b>	<b>8</b>
4.1. Ricostruzione stratigrafica .....	8
4.2. Risultati indagini sismiche .....	9
4.2.1. MASW/ESAC .....	9
4.2.2. HVSr.....	10
4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione .....	11
<b>5. PROGETTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE .....</b>	<b>13</b>
5.1. Analisi dei carichi .....	13
5.1.1. Peso proprio e permanenti portati.....	13
5.1.2. Carichi accidentale .....	13
5.1.3. Carico neve .....	14
5.2. Definizione dell'azione sismica .....	14
5.3. Combinazioni delle azioni .....	16
<b>6. MODELLO STRUTTURALE .....</b>	<b>18</b>
6.1. Modellazione geometrica .....	18
<b>7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI VERIFICA .....</b>	<b>21</b>
7.1. Validazione dei risultati.....	21
7.2. Risultati analisi – PLATEA TIPO A .....	22
7.2.1. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU .....	24
7.2.2. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU .....	28

7.2.3.	Verifiche strutturali platea di fondazione .....	29
7.2.3.1.	Verifica a flessione platea .....	29
7.2.3.2.	Verifica a taglio platea .....	30
7.2.4.	Verifica cedimenti SLE platea di fondazione .....	31
7.3.	Risultati analisi – PLATEA TIPO B .....	37
7.3.1.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU .....	39
7.3.2.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU .....	43
7.3.3.	Verifiche strutturali platea di fondazione .....	44
7.3.3.1.	Verifica a flessione platea .....	44
7.3.3.2.	Verifica a taglio platea .....	45
7.3.4.	Verifica cedimenti SLE platea di fondazione .....	46
7.4.	Risultati analisi – PLATEA TIPO C .....	52
7.4.1.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU .....	55
7.4.2.	Verifica geotecnica platea di fondazione – Scorrimento allo SLV .....	59
7.4.3.	Verifiche strutturali platea di fondazione .....	60
7.4.3.1.	Verifica a flessione platea .....	60
7.4.3.2.	Verifica a taglio platea .....	61
7.4.4.	Verifica cedimenti SLE platea di fondazione .....	62
<b>INDICE DELLE FIGURE .....</b>		<b>68</b>
<b>INDICE DELLE TABELLE .....</b>		<b>70</b>

## **1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO**

La presente relazione di calcolo tratta il progetto strutturale del nuovo complesso di ricerca di proprietà di Tozzi Green, la cui ubicazione sarà a San Matteo della Decima, frazione di San Giovanni in Persiceto, in provincia di Bologna, territorio ad una quota di circa 21 m s.l.m. in zona sismica III.

### **1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera**

Il complesso sarà realizzato in provincia di Bologna a San Matteo della Decima frazione di San Giovanni in Persiceto, si affaccia sulla strada provinciale, circa al km 32. Catastralmente è individuato al foglio 22, mappale 15, 143 e 147. La costruzione sorgerà insieme ad un impianto fotovoltaico volto alla produzione e distribuzione dell'idrogeno, i cui impianti circonda la struttura. Frontalmente ci sarà un altro distributore di carburante anch'esso circondato da campi coltivabili.



**Figura 1.**      *Ortofoto: area dell'intero intervento*





**Figura 2.** *Individuazione della posizione delle strutture*

## **1.2. Descrizione dell'opera**

Oggetto della presente relazione è l'analisi strutturale delle platee di fondazione delle cabine elettriche prefabbricate. Sono individuabili, per il complesso in esame, 4 cabine elettriche per le quali è prevista la realizzazione delle seguenti strutture di fondazione:

- N° 1 platea di dimensioni 6,50x17,00 m per la cabina di trasformazione tipo A;
- N° 1 platea di dimensioni 6,00x22,20 m per la cabina di trasformazione tipo B;
- N° 1 platea di dimensioni 4,50x18,00 m per le due cabine elettriche tipo C;

Le analisi riportate di seguito, sia statiche che sismiche, fanno riferimento alla struttura nel suo complesso considerando di volta in volta le più gravose condizioni e combinazioni di carico. Si riportano di seguito alcune figure della struttura in esame.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è basato sul metodo degli stati limite.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 27 Luglio 2018 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- UNI-EN 1993-1-1: 2005 Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

### 3. MATERIALI UTILIZZATI

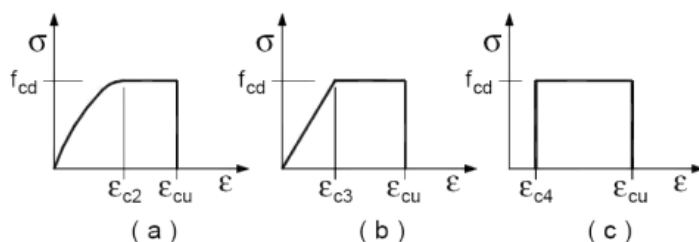
I materiali utilizzati per la realizzazione delle strutture di fondazione sono:

#### 3.1. Calcestruzzo strutturale

Classe di resistenza C30/37

- $F_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 30 / 1.5 = 17 \text{ MPa}$
- $E = 32836 \text{ MPa}$
- Classe di esposizione XC2 per strutture di fondazione
- Copriferro minimo 35mm, dimensione max inerte 16 mm
- Classe di consistenza (slump) S4

Il calcestruzzo utilizzato rispetta le prescrizioni del D.M. 17 gennaio 2018 sui materiali riportate al §11.2. Per rappresentare il legame costitutivo del calcestruzzo si fa riferimento al modello semplificato parabola-rettangolo riportato al §4.1.2.1.2.1 e nella seguente figura (a):

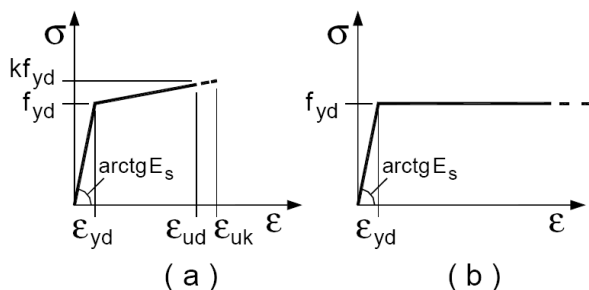


#### 3.2. Acciaio per barre di armatura

Tipo FeB450C

- $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$  (Valore caratteristico della tensione di snervamento)
- $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$  (Valore della resistenza da utilizzare nel calcolo)
- $E = 200000 \text{ MPa}$  (Modulo elastico)

Per rappresentare il legame costitutivo dell'acciaio si fa riferimento al modello semplificato elastico-perfettamente plastico indefinito riportato al §4.1.2.1.2.2 e nella seguente figura (b):





#### 4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismica dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagine sismica M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

1. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
2. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
3. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

##### 4.1. Ricostruzione stratigrafica

Sono stati realizzate prove penetrometriche a varie profondità ed un sondaggio a carotaggio continuo con l'installazione di un piezometro di monitoraggio delle acque sotterranee. Le prove CPTU ed il sondaggio sono state eseguite al di sotto dell'impronta delle nuove strutture di progetto le prove CPT nell'area di installazione dei pannelli fotovoltaici. I risultati delle prove hanno permesso la ricostruzione del modello geologico schematizzato in tabella successiva:

**Tabella 1.** stratigrafia e caratteristiche geotecniche

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	$\gamma$ t/mc	C <sub>u</sub> Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,20	Terreno agrario limoso	20	1,92	0,80	28	60
1,20 ÷ 2,80	Limo argilloso poco compatto debolmente sabbioso	7	1,89	0,40	23	32
2,80 ÷ 4,30	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatto	12	1,85	0,55	20	38
4,30 ÷ 11,10	Limo argilloso poco compatto	7	1,85	0,40	15	35
11,10 ÷ 13,00	Limo argilloso debolmente sabbioso mediamente compatta	12	1,85	0,66	-	46
13,00 ÷ 15,50	Argilla limosa debolmente sabbiosa compatta	16	1,85	0,80	15	45
15,50 ÷ 20,00	Argilla limosa mediamente compatta	13	1,85	0,65	-	45

I risultati delle prove eseguite indicano la presenza di terreni poco compatti al di sotto del primo strato agrario fino a circa 2,50 metri di profondità per poi aumentare le caratteristiche geomeccaniche fino alla profondità di 4,30 da piano campagna. Oltre fino a 11,00m i risultati indicano terreni con basse caratteristiche geomeccaniche. Al di sotto le caratteristiche migliorano con la presenza di argille da mediamente compatte a compatte.

## **4.2. Risultati indagini sismiche**

### **4.2.1. MASW/ESAC**

La conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio è, come noto, importante negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito, capaci di amplificare il moto del terreno durante un terremoto.

Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S.

Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su una artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

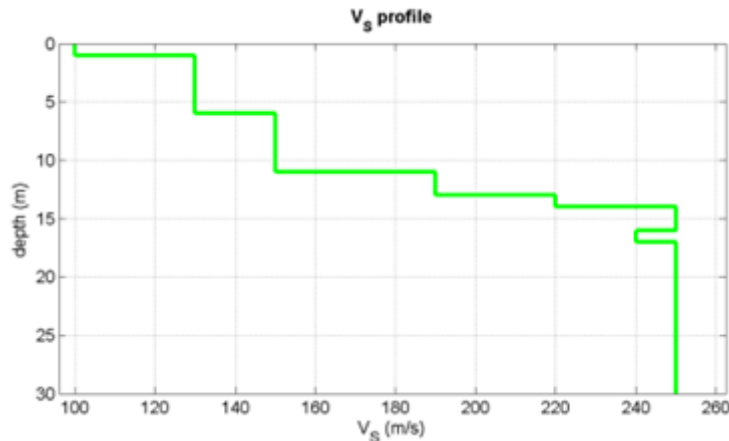
La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione di inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali delle curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S - profondità".

A differenza del MASW, l'ESAC registra i rumori di fondo esistenti in natura: la sorgente in questo caso non è più il martello, ma ogni fonte di vibrazione o rumore. Il vantaggio dell'utilizzo di tale metodologia di indagine è un segnale più ricco e con frequenze più basse, mentre lo svantaggio

consiste nella scarsità della conoscenza circa la direzione da cui provengono le fonti di rumore registrate. Per tale motivo si dispongono i geofoni con array bidimensionale, detto appunto antenna sismica.



**Figura 3.** Profilo delle velocità delle onde

#### Mean model

Vs (m/s): 100, 130, 150, 190, 220, 250, 250, 240, 250, 250, 250

Thickness (m): 1.0, 5.0, 5.0, 2.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0

Density (gr/cm<sup>3</sup>) (approximate values): 1.66 1.74 1.77 1.83 1.87 1.90 1.90 1.86 1.84 1.83 1.83

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 29 40 66 90 118 118 107 115 114 114

**Vs30 (m/s): 186**

#### 4.2.2. HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Consideriamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V1 e V2). Un'onda che viaggia nel primo mezzo viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente ( $\lambda$ ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore  $h$  del primo strato.

In altre parole, la frequenza fondamentale di risonanza ( $f_r$ ) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a :

$$f_r = V_{P1}/(4 h)$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = V_{S1}/(4 h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore  $h$  degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Dall'analisi sismica acquisita non è stato individuato un substrato sismico (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/sec) nei primi 30 m; il valore di  $V_{Seq}$  è risultato il seguente:

$$V_{Seq} = V_s 30 = 186 \text{ m/sec.}$$

Dall'analisi sismica effettuata è possibile classificare i terreni nella seguente categoria di sottosuolo:

**CATEGORIA D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.**

#### **4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione**

Il D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 7/2019 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche o a carattere semi-empirico.

Tali verifiche devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato. Allo stesso tempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$  ( $a < 1 \text{ m/s}^2$ );
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove

penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Per quanto riguarda l'area di intervento, la verifica a liquefazione viene omessa ai sensi del punto 4 in quanto, i terreni indagati risultano avere curve granulometriche esterne a quelle liquefacibili indicate dalle NTC 2018.



## 5. PROGETTO DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le strutture sono costituite da platee di fondazione realizzate in calcestruzzo armato ordinario.

Lo schema statico di calcolo adottato per analizzare la struttura, ovvero per determinare le sollecitazioni agenti, è schematizzabile come una piastra caricata su suolo alla Winkler.

### 5.1. Analisi dei carichi

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (rif. D.M. 2018). I carichi elementari sono cumulati secondo le azioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo) e allo SLE (Stato Limite di Esercizio).

Le azioni elementari considerate ai fini del progetto strutturale sono:

- |   |          |
|---|----------|
| • Peso proprio degli elementi strutturali | $G_{k1}$ |
| • Carichi permanenti non strutturali      | $G_{k2}$ |
| • Carico variabile da neve (NTC § 3.3)    | $Q_{k1}$ |
| • Carico variabile di manutenzione        | $Q_{k2}$ |
| • Sisma                                   | E        |

#### 5.1.1. *Peso proprio e permanenti portati*

Il peso del calcestruzzo è determinato in base all'effettiva geometria delle platee ed utilizzando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Per quanto concerne il peso permanente portato, si fa riferimento alla scheda tecnica delle cabine. In particolare sono individuati i seguenti carichi:

- Carico permanente uniformemente distribuito pari a 6,00 kN/m<sup>2</sup>;
- Carico permanente di 45 kN in una fascia di 1,40 m dovuto al peso del trasformatore;
- Carico permanente di 30 kN distribuito in un'area di 1,00 m<sup>2</sup> nella zona consegna.

#### 5.1.2. *Carichi accidentale*

Ai fini delle verifiche svolte si fa riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle NTC 2018. I sovraccarichi assunti nelle verifiche rispecchiano la destinazione degli ambienti. Sulle platee si applicano in particolare i seguenti carichi variabili:

- Carico neve gravante sulla copertura della cabina prefabbricata;
- Carico di manutenzione pari a 0,50 kN/m<sup>2</sup> essendo consentito il passaggio e l'accesso esclusivamente per la sola manutenzione degli impianti.

La tabella di seguito, estrapolata dalla Tab.3.1.II delle NTC, riepiloga i carichi di progetto.

**Tabella 2.** *Tab. 3.1.II NTC18 - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici*

<b>Cat.</b>	<b>Ambienti</b>	<b><math>q_k</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>Q_k</math> [kN]</b>	<b><math>H_k</math> [kN/m]</b>
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50	1.20	1.00

### 5.1.3. Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, NTC 2018):

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>];

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

La provincia di Bologna si trova in Zona I- Mediterranea , per la quale il valore caratteristico di riferimento del carico

neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare  $a_s = 21 \text{ m s.l.m.} < 200 \text{ m}$ .

Si hanno quindi i seguenti valori:

quota  $a_s = 21 \text{ m s.l.m.}$

carico neve carat.  $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$

coeff. di esposizione  $C_E = 1$

coeff. termico  $C_t = 1$

coeff. di forma delle falde  $\mu_1 = 0,8$

carico neve di progetto  $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$

### 5.2. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata in riferimento agli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione orizzontale come definito al punto §3.2 del DM 2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove T e  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, inoltre:

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido, determinata per il sito in cui sorge l'opera, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \cdot S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T^*_C$  dove  $T^*_C$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante  $T_B = T_C/3$
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4,0 \cdot a_g/g + 1,6$ .

La categoria di sottosuolo in oggetto è la "D", come illustrato al § 4.2

I coefficienti  $S_S$  e  $C_C$  allo SLV valgono, quindi:

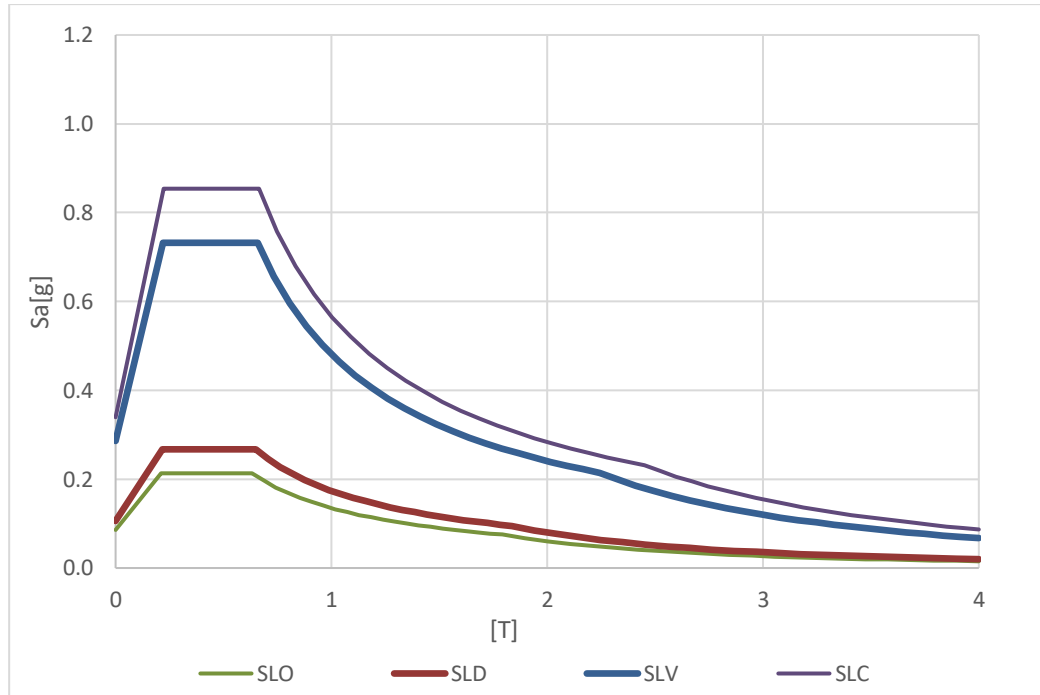
$$S_S = 1.785$$

$$C_C = 2.376$$

Al fine di determinare il tempo di ritorno (TR) per il quale viene definito lo spettro di progetto sono stati adottati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, scelti in accordo a quanto prescritto al § 2.4.3 delle NTC 2018.

- $V_N$ : vita nominale di 50 anni;
- $C_U$ : Classe d'uso II
- $V_R$ : periodo di riferimento pari a 50 anni.

Gli spettri elastici di riferimento sono illustrati Figura 4



**Figura 4.** Spettri di risposta elastici ( $q=1$ ) – SLO, SLD, SLV, SLC

### 5.3. Combinazioni delle azioni

Combinazione allo STATO LIMITE ULTIMO:

Le verifiche allo SLU vengono condotte considerando la combinazione fondamentale:

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

Dove il coefficiente di sicurezza  $\gamma_G$  vale generalmente 1,3 per i carichi permanenti e per i carichi permanenti non strutturali ben definiti, mentre il coefficiente di sicurezza per le azioni variabili  $\gamma_Q$  vale 1.5.

Combinazione allo STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA:

Le verifiche allo SLV vengono condotte considerando le combinazioni simiche:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- $G_1$ : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

- $G_2$ : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$ : rappresenta pretensione e precompressione;
- $Q_{ki}$ : rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;
- $\Psi_{2i}$ : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- $E$ : rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

**Tabella 3.** NTC 2018: tabella 2.5.I – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria / Azioni variabili	$\Psi_{01}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In particolare l'azione sismica è valutata al fine di eseguire una verifica di scorrimento della struttura sul piano di posa della fondazione.



## 6. MODELLO STRUTTURALE

### 6.1. Modellazione geometrica

È stata eseguita una modellazione agli elementi finiti del sistema strutturale, modellando le platee di fondazione tramite elementi "plate" considerando nella modellazione le relative iterazioni con il terreno sottostante mediante dei vincoli elastici caratterizzati da una rigidezza estensionale finita funzione della costante di sottofondo  $k$  e della larghezza della fondazione.

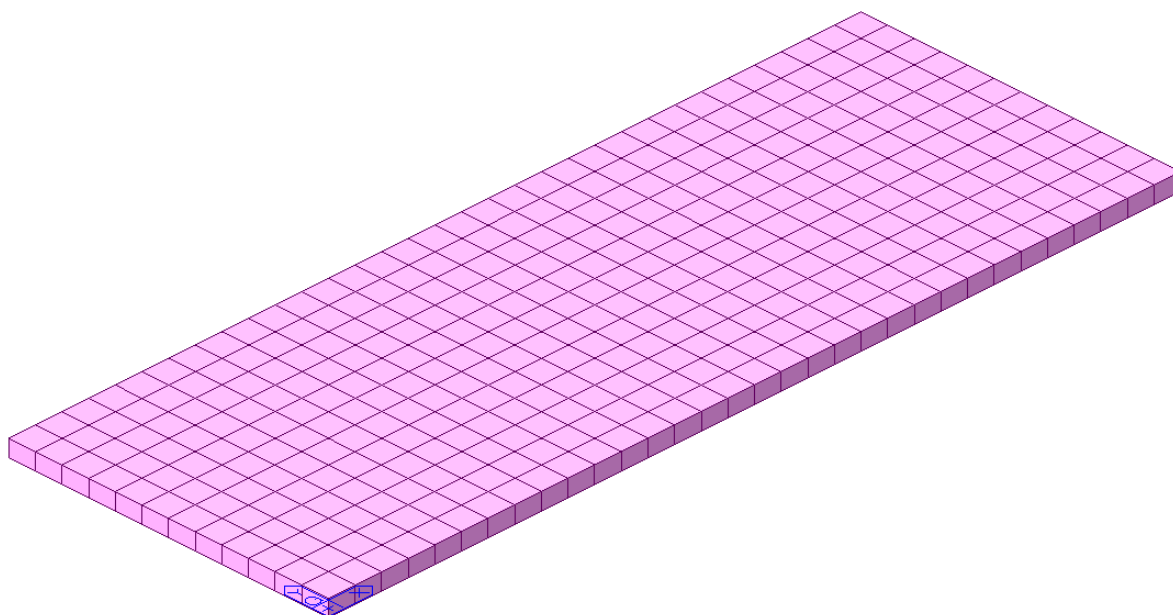
Tale coefficiente di reazione del terreno  $k$  è stato valutato facendo riferimento a test di comprovata validità ("Fondazioni" Prof. Viggiani), secondo il quale non ha alcun senso far riferimento a valori tipici per tipo di terreno. In caso di sottosuolo omogeneo, è lecito ricavare il  $k$  di Winkler secondo la seguente espressione di Vesic:

- Platea tipo A:  $K_w = [(E/B)]/(1-\nu^2)=0,06 \text{ kg/cm}^3$
- Platea tipo B:  $K_w = [(E/B)]/(1-\nu^2)=0,06 \text{ kg/cm}^3$
- Platea tipo C:  $K_w = [(E/B)]/(1-\nu^2)=0,08 \text{ kg/cm}^3$

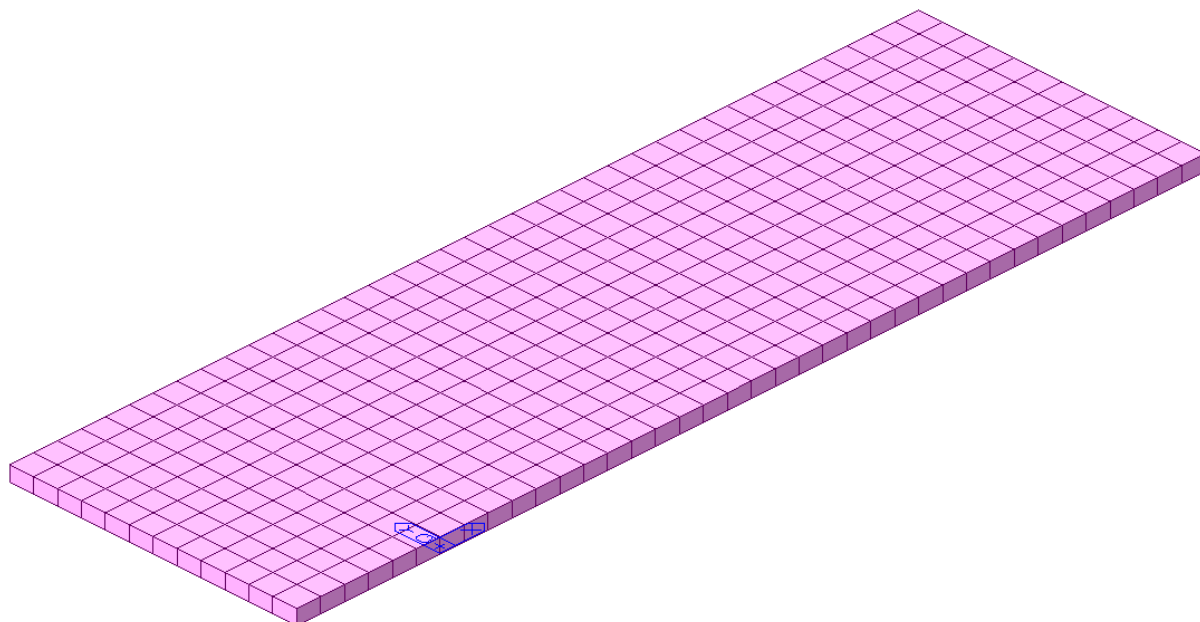
in cui:

- $E$  è il modulo medio del terreno pari a  $32 \text{ kg/cm}^2$ , considerando il terreno a quota 2,20 dal p.c. e non le caratteristiche del terreno granulare di riporto, di caratteristiche meccaniche migliori;
- $B$  è la larghezza della fondazione;
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson pari a 0,40.

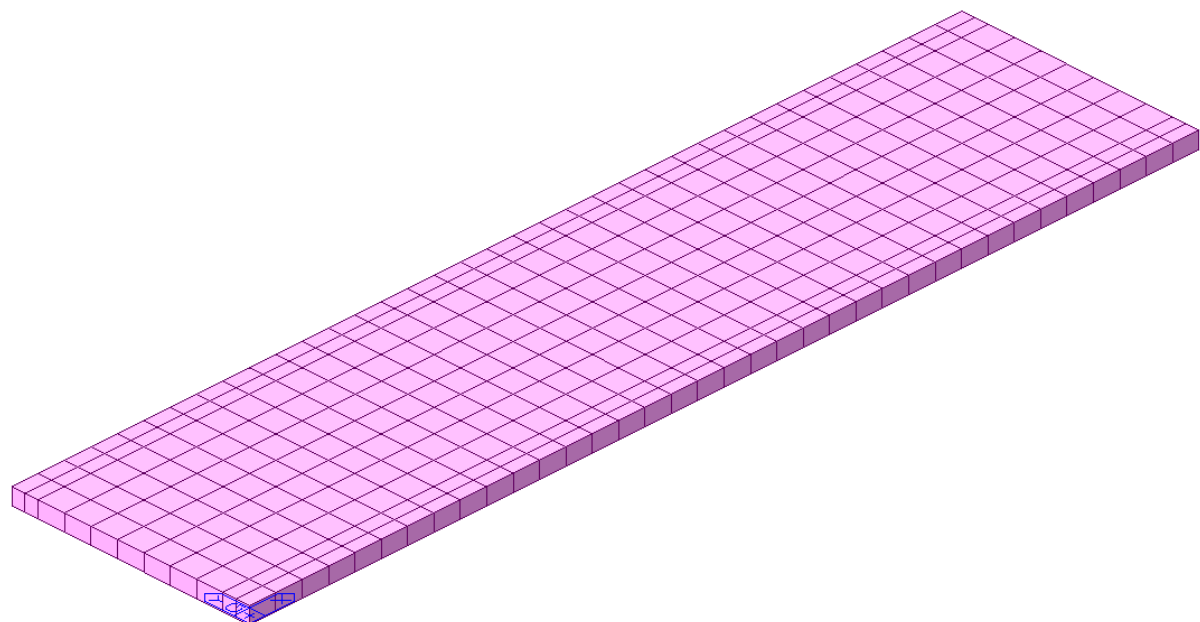
Nelle immagini seguenti vengono riportate alcune viste tridimensionali dei modelli di calcolo implementati.



**Figura 5.** Modello 3D – Platea tipo A



**Figura 6.**      *Modello 3D – Platea tipo B*



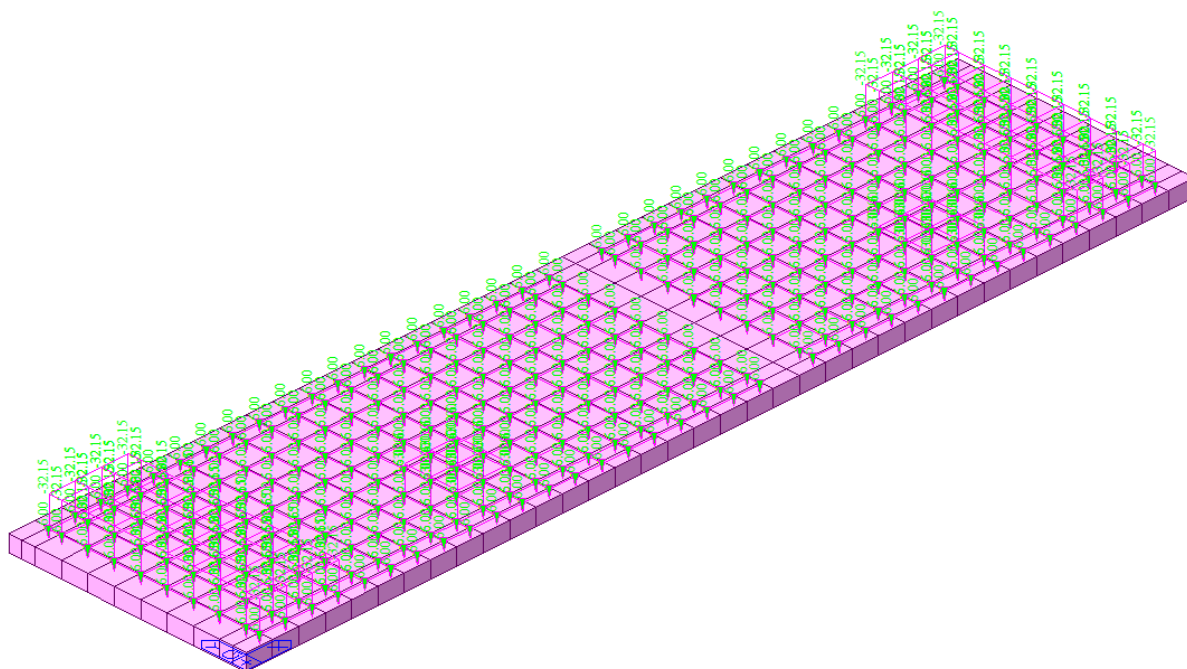
**Figura 7.**      *Modello 3D – Platea tipo C*

Si specifica che la condizione di carico più gravosa per il dimensionamento e la verifica della platea risulta essere quella relativa ai carichi statici (SLU e SLE). Le condizioni sismiche risultano dimensionanti unicamente per la verifica di scorrimento sul piano di posa.

L'analisi strutturale della struttura è stata eseguita mediante un software di modellazione agli elementi finiti certificato (Midas Gen). In particolare, la modellazione delle fondazioni è stata eseguita tramite elementi "plate" tenendo conto della relativa iterazione con il terreno sottostante mediante dei vincoli elastici caratterizzati da una rigidezza estensionale finita funzione della costante di sottofondo  $k$  e della larghezza della fondazione

Su tale elemento sono stati applicati le azioni di progetto, come di seguito esplicitato:

- Peso proprio strutturale ( $G_{k1}$ ), definito, dal comando self-weight del software, in funzione del peso per unità di volume del materiale scelto (Calcestruzzo armato);
- Peso proprio non strutturale ( $G_{k2}$ ), peso delle strutture della cabina prefabbricata;
- Carichi accidentali: carico variabile per sola manutenzione e carico da neve.



**Figura 8.** Modello di calcolo – Vista solida con rappresentazione dei carichi delle cabine – Platea tipo C

Avendo modellato unicamente la struttura di fondazione si premette che un'analisi dinamica lineare risulterebbe poco significativa, pertanto, non è stata eseguita alcuna analisi sul comportamento dinamico della struttura.

## 7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI VERIFICA

L'analisi strutturale sismica per la valutazione dello scorrimento della fondazione è eseguita mediante un'analisi **Statica Lineare**. Si considerano dunque le masse simiche da modello di calcolo in funzione dei pesi propri degli elementi. In tal caso l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Tale forza statica è da intendere applicata a metà altezza della struttura del blocco cabina.

Date le diverse dimensioni delle cabine, si riportano nei rispettivi capitoli i calcoli eseguiti.-

### 7.1. Validazione dei risultati

L'accettabilità dei risultati del software di calcolo adoperato è stata controllata mediante metodi tradizionali della scienza e della tecnica delle costruzioni per le verifiche di validazione del modello di calcolo agli elementi finiti e la verifica delle sollecitazioni.

Il software adoperato per le analisi strutturali è MIDAS GEN prodotto da CSPFEA e consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali. È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Plate. Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

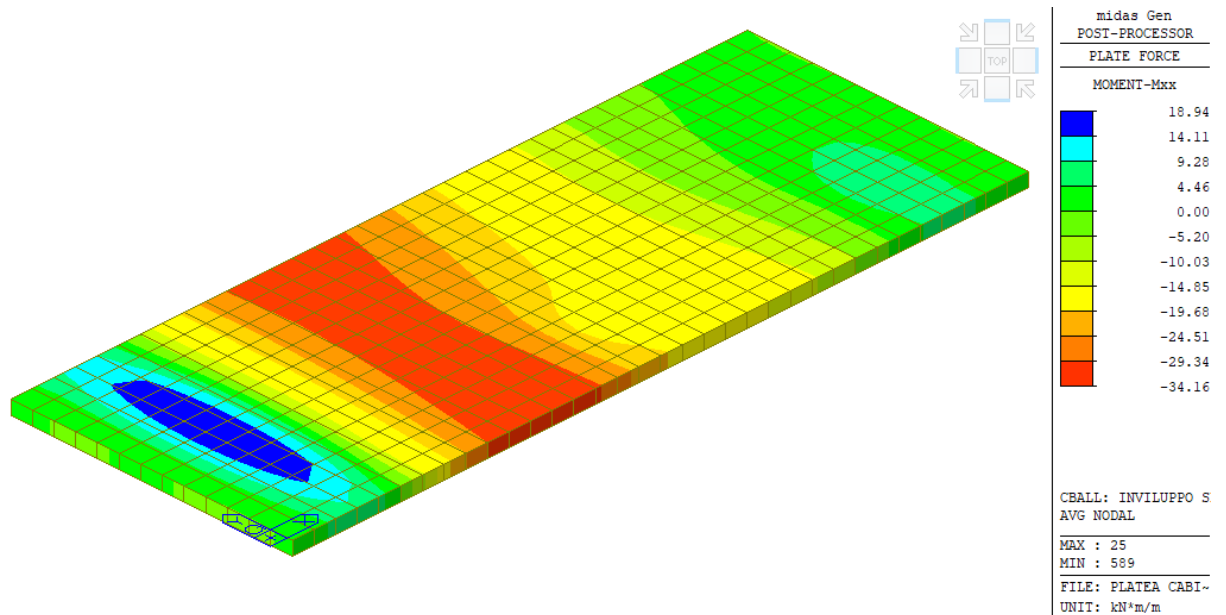
- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e i vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento. Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze. Le sollecitazioni fornite dal programma di calcolo sono state validate applicando concetti teorici della scienza delle costruzioni

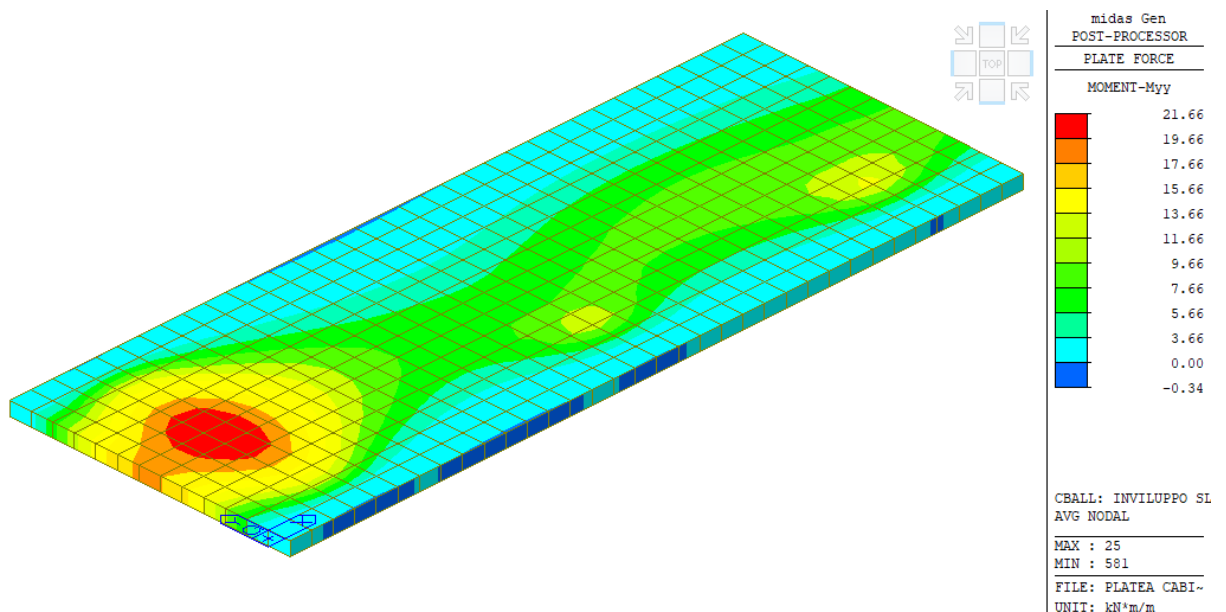
## 7.2. Risultati analisi – PLATEA TIPO A

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

Nelle immagini seguenti si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018

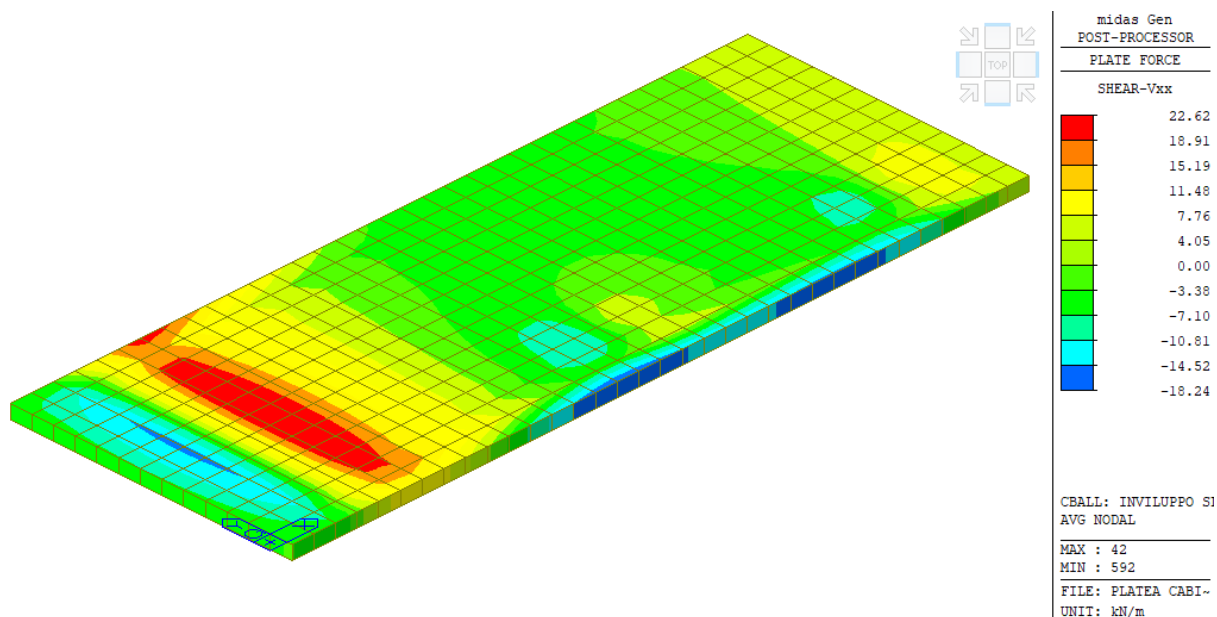


**Figura 9.** Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU

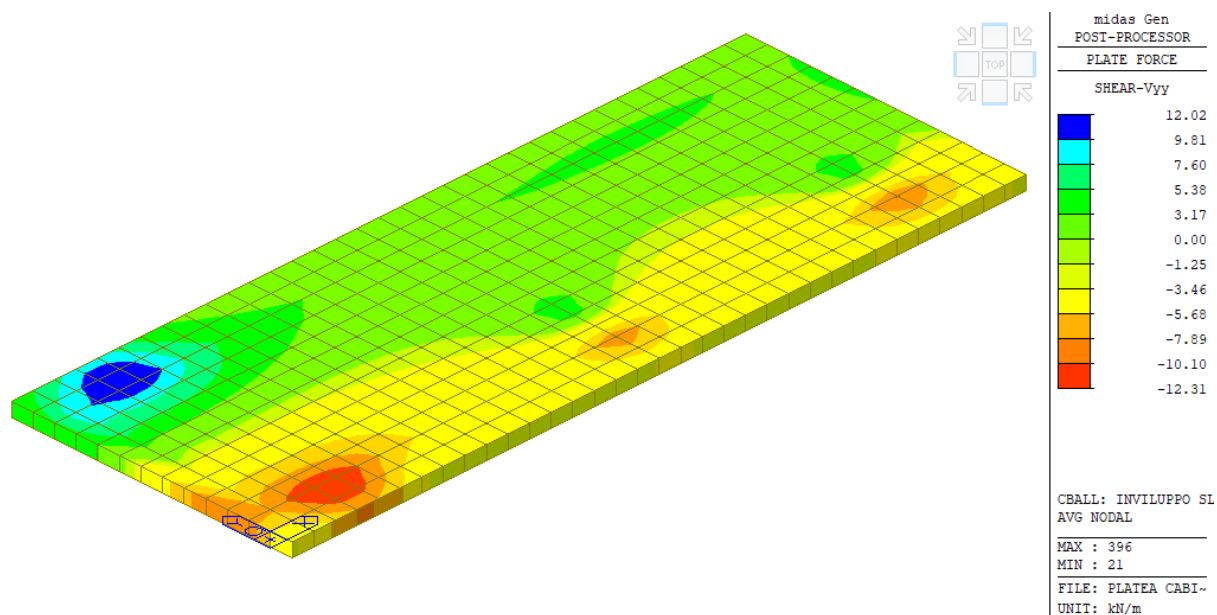


**Figura 10.** Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy - SLU





**Figura 11.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate  $V_{xx}$  – SLU



**Figura 12.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate  $V_{yy}$  – SLU

Come si osserva dalle precedenti figure per combinazione allo SLU, si notano delle concentrazioni di sollecitazioni in corrispondenza dei maggiori carichi di impianti. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico esaminate.

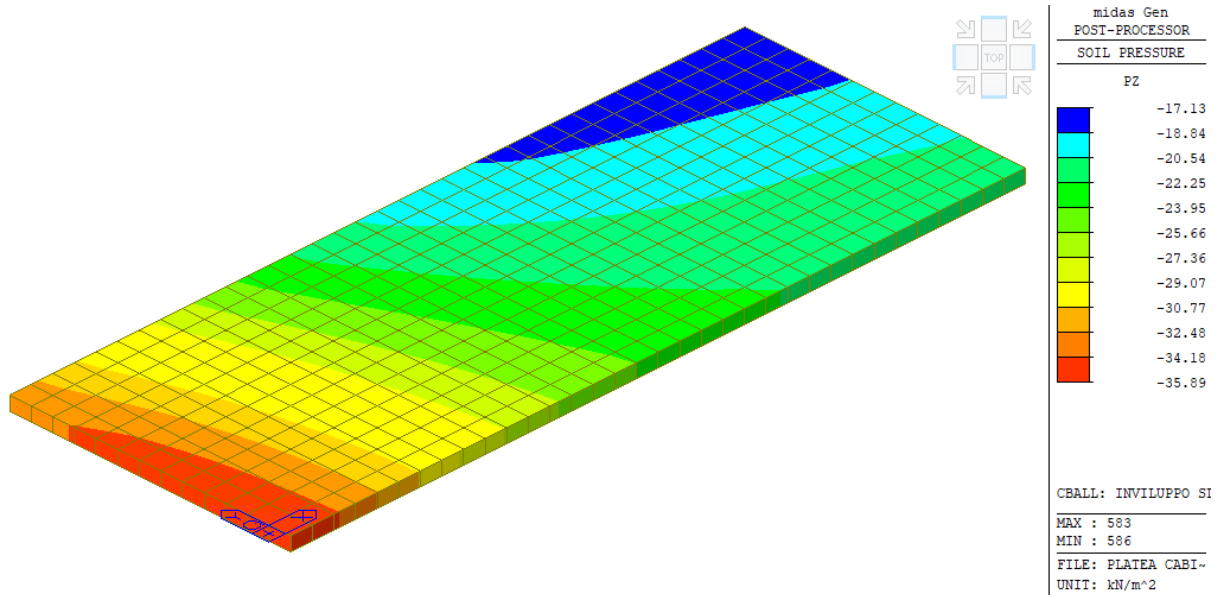
**Tabella 4.** Tabella combinazioni di carico (SLU, SLE)

LOAD COMBINATION LIST				
No.	Gk1	Gk2	Qk-neve	Qk-imp
SLU 1	1,3	1,5	0,75	1,5
SLU 2	1,3	1,5	1,5	
SLE 1	1,0	1,0	0,5	1,0
SLE 2	1,0	1,0	1,0	0,5

Come si evince dalle figure, le combinazioni di carico più gravose risultano essere quelle relative ai carichi statici (combinazione SLU e SLE). Pertanto, si riportano nei paragrafi a seguire le verifiche di dettaglio, degli elementi strutturali, per la combinazione più gravosa tra tutte quelle esaminate.

### 7.2.1. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU

Nell'immagine seguente si riportano i valori, in scala cromatica, delle pressioni di contatto sul terreno, secondo la combinazione SLU:



**Figura 13.** Diagramma di involucro delle pressioni agenti sul terreno - SLU

Di seguito si riporta la verifica del carico limite del terreno di sottofondazione, eseguita con foglio di calcolo Excel di testata affidabilità. In merito a tale verifica geotecnica (GEO), le norme richiedono che debba essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (combinazione **A1+M1+R3**) sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nei paragrafi precedente

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

**Tabella 5.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno per le **fondazioni superficiali** si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

**Tabella 6.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_i$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

**Tabella 7.** Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Data la natura del terreno in questione (Grana fine) e la velocità di applicazione del carico in fondazione, secondo le consuete tempistiche di cantiere, la verifica per carico limite viene eseguita in condizioni a breve termine (Condizione Non Drenata) ed il relativo calcolo viene eseguito in termini di tensioni totali. E' stato calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen ottenuta dall'elaborazione di quella di Terzaghi. In tal caso, il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  (finalizzata al

dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione) viene effettuata considerando: carico verticale centrato, base del piano di posa della fondazione non inclinata, terreno laterale non inclinato, e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni essenzialmente coesivi, si considera un angolo di attrito del terreno nullo. In funzione di ciò la relazione di calcolo che si ottiene è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q$$

in cui:

$c$ : coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$  : pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

$\gamma$  : peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

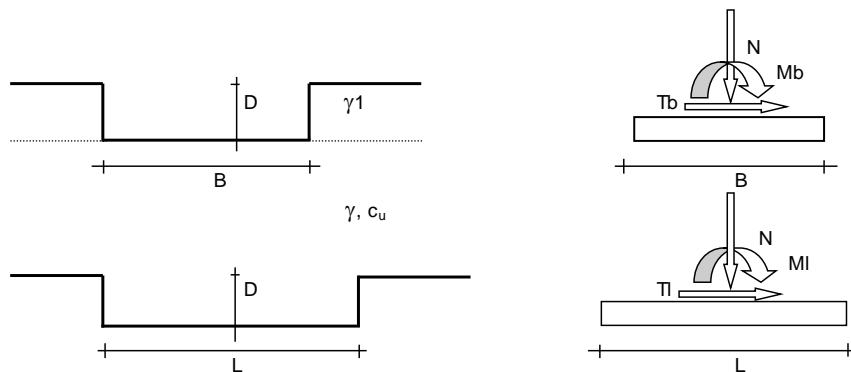
$B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

$L$  = Lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q$ : fattori di capacità portante;

$s$ : coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione e fattori di profondità del carico.



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B	=	6.50	(m)
L	=	17.00	(m)
D	=	1.00	(m)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1$	=	19.00	(kN/mc)
$\gamma$	=	19.00	(kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u$	=	40.00	(kN/mq)
-------	---	-------	---------

$e_B$	=	0.00	(m)
$e_L$	=	0.00	(m)

Valore di progetto

$c_u$	=	40.00	(kN/mq)
-------	---	-------	---------

$B^*$	=	6.50	(m)
$L^*$	=	17.00	(m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**s<sub>c</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.08$$

**i<sub>c</sub> : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.72$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.28$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.72$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>c</sub> = 1 + 0,4 D / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>c</sub> = 1 + 0,4 arctan (D / B\*)

$$d_c = 1.06$$

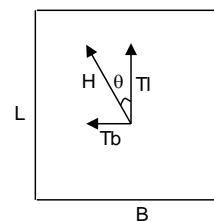
**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$





**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = \quad 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = \quad 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = \quad 253.94 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = \quad 0.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = \quad 110.41$$

Il valore massimo di pressione ottenuto dall'analisi è pari a  $q_{Ed} = 35,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{lim} = 110,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  pertanto la verifica geotecnica per carico limite è soddisfatta.

## **7.2.2. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU**

In condizioni sismiche, sul piano di contatto tra la struttura di fondazione ed il terreno sottostante, si sviluppano delle forze di scorrimento. Il problema viene studiato mediante un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale come riportato al §7 della presente.

La massa della struttura, comprensiva della massa della platea, risulta essere pari a

$$W = 200,29 \text{ kN/g}$$

In definitiva, l'azione inerziale dovuto al peso sismico delle componenti permanenti strutturali e non, viene applicato, ai fini della verifica di scorrimento, alla base della fondazione ed è pari a:

$$F_h = 0,732g \cdot \frac{200,29}{g} = 146,61 \text{ kN}$$

Dato che il terreno di contatto è caratterizzato da argille con valore di coesione non drenata  $C_u = 40 \text{ kPa}$ , la resistenza di progetto a scorrimento si determina, considerando fattori sui parametri geometrici unitari, mediante il prodotto tra la resistenza a taglio sulla superficie di contatto  $\tau = C_u$  per l'area di contatto terreno-platea.

Il valore di resistenza di progetto risulta essere pari a:

$$A_b = (16,00 \times 6,00) = 96,00 \text{ m}^2$$

$$F_{scor,Rd} = \frac{C_u \cdot A_b}{\gamma_R} = \frac{3840}{1,1} = 3490,91 \text{ kN}$$

Si osserva che la resistenza allo scorrimento è maggiore dell'azione indotta dal sisma:

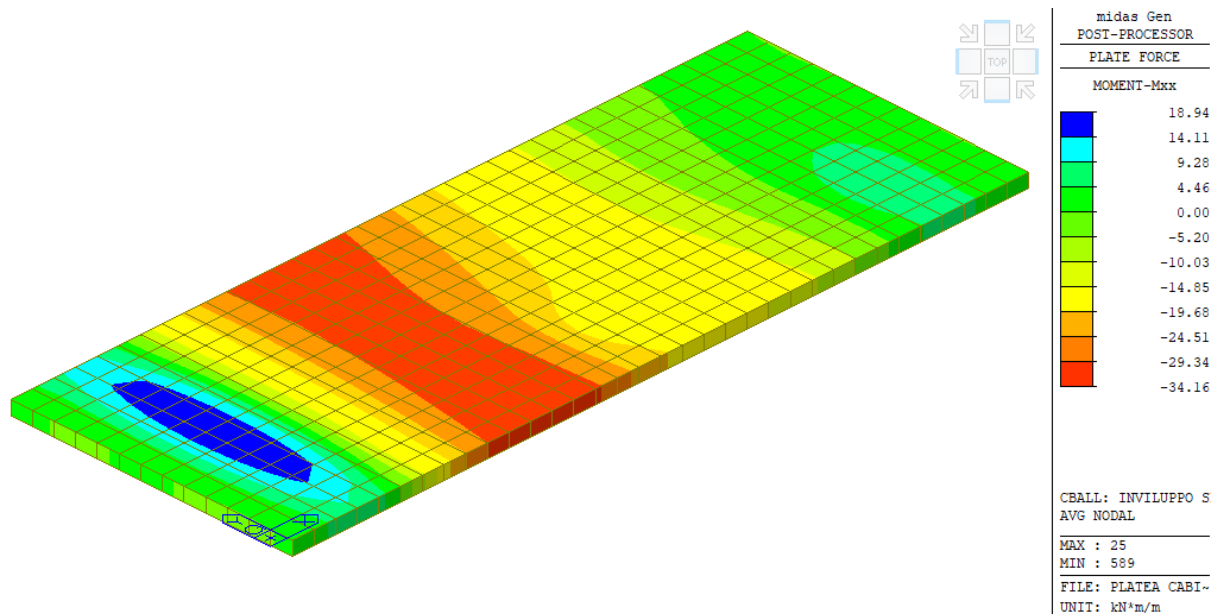
$$F_{scor,Rd} > F_{scor,Ed} \rightarrow 3490,91 \text{ kN} > 146,61 \text{ kN}$$

### 7.2.3. Verifiche strutturali platea di fondazione

Dopo aver analizzato lo stato sollecitativo della struttura di fondazione si procede con la relativa progettazione e verifica degli elementi strutturali.

#### 7.2.3.1. Verifica a flessione platea

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione della platea di fondazione per la combinazione più gravosa.



**Figura 14.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU

La verifica a flessione della platea viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di platea di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura costituita da barre  $\varnothing 12$  passo 20 cm su entrambe le direzioni.

Si può osservare che i valori di momento generalizzato assume valore massimo all'incirca in corrispondenza della mezzeria della platea. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi:  $M_{Ed,x} = -57,46 \text{ kNm}$ ,  $M_{Ed,y} = 42,78 \text{ kNm}$ . Avendo spessori e quantitativo di armatura analogo si esegue la verifica a flessione per la direzione con valore maggiore.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5
2	5,65	25

**Sollecitazioni**  
**S.L.U.** **Metodo n**

**N<sub>Ed</sub>**  **kN**  
**M<sub>xEd</sub>**  **kNm**  
**M<sub>yEd</sub>**  **kNm**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
**ε<sub>su</sub>**  ‰ **ε<sub>c2</sub>**  ‰  
**f<sub>yd</sub>**  N/mm² **ε<sub>cu</sub>**  ‰  
**E<sub>s</sub>**  N/mm² **f<sub>cd</sub>**  N/mm²  
**E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>**  **f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>**  ?  
**ε<sub>syd</sub>**  ‰ **σ<sub>c,adm</sub>**  N/mm²  
**σ<sub>s,adm</sub>**  N/mm² **τ<sub>co</sub>**  N/mm²  
**τ<sub>c1</sub>**  N/mm²

**M<sub>xRd</sub>**  kNm  
**σ<sub>c</sub>**  N/mm²  
**σ<sub>s</sub>**  N/mm²  
**ε<sub>c</sub>**  ‰  
**ε<sub>s</sub>**  ‰  
**d**  cm  
**x**  **x/d**   
**δ**

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Devia

**N° rett.**   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>**  cm **Col. modello**  
☐ Precompresso

**Figura 15.** Verifica di resistenza a flessione della platea – SLU

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto  $M_{Ed,x} = -34,16 \text{ kNm} < M_{Rd} = -60,40 \text{ kNm}$ .

### 7.2.3.2. Verifica a taglio platea

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio della platea.

**Tabella 8.** Verifica a taglio platea – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ <sub>s</sub> [mm]	n°	ρ <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>cp</sub> [MPa]	b <sub>w</sub> [mm]	D [mm]	V <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]
1,89	12	5	0,00226	0,15	0,00	1000	250	0,376	94,07	22,62
										<b>Verificato</b>

#### **7.2.4. Verifica cedimenti SLE platea di fondazione**

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite.

Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidità della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z - \nu_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \Delta z_i / E_i)$$

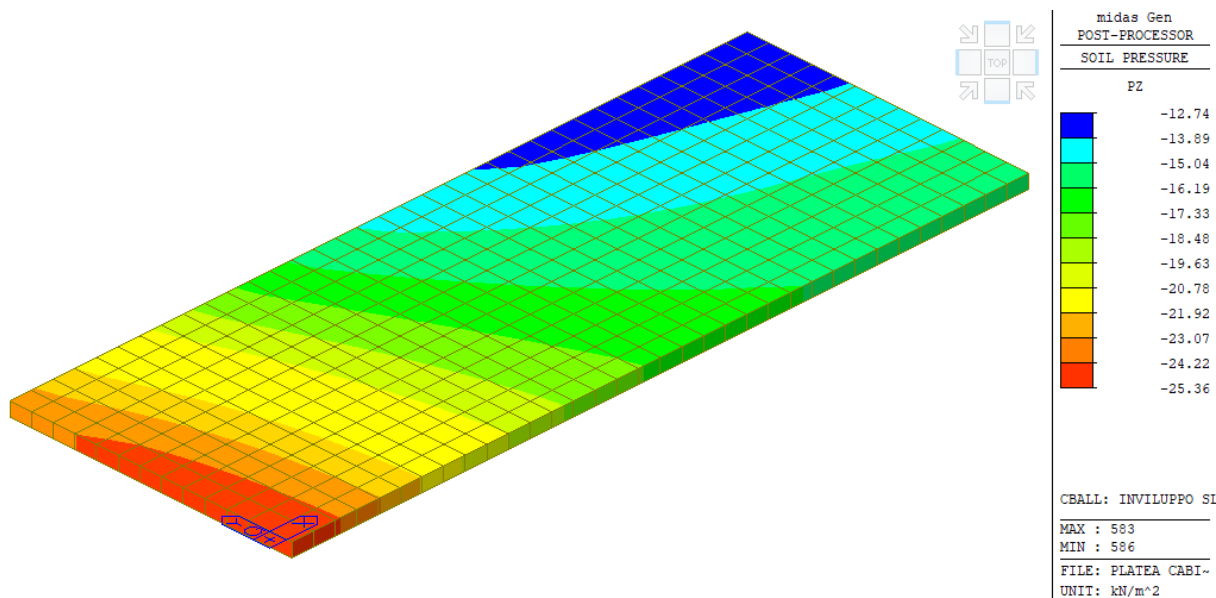
Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per la combinazione di carico allo SLE, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $\Delta\sigma$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE.



**Figura 16.** Pressioni di contatto terreno-fondazione – SLE

Si riporta di seguito le tabelle di calcolo per i cedimenti assoluti:

### DATI DI INPUT:

B = 6.50 (m) (Larghezza della Fondazione)  
L = 17.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)  
q = 25.36 (kN/mq) (Pressione Agente ( $q = N/(B \cdot L)$ ))  
ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta c_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	1.60	0.0	1.6	0.5	3200	0.40	0.67
2	Limo argilloso	1.50	1.6	3.1	0.5	3800	0.30	0.66
3	Limo argilloso	6.80	3.1	9.9	0.5	3500	0.30	2.02
4	Limo argilloso	1.90	9.9	11.8	0.5	4600	0.30	0.27
5	Argilla limosa	2.50	11.8	14.3	0.5	4500	0.30	0.27
6	Argilla limosa	4.50	14.3	18.8	0.5	4500	0.30	0.3429

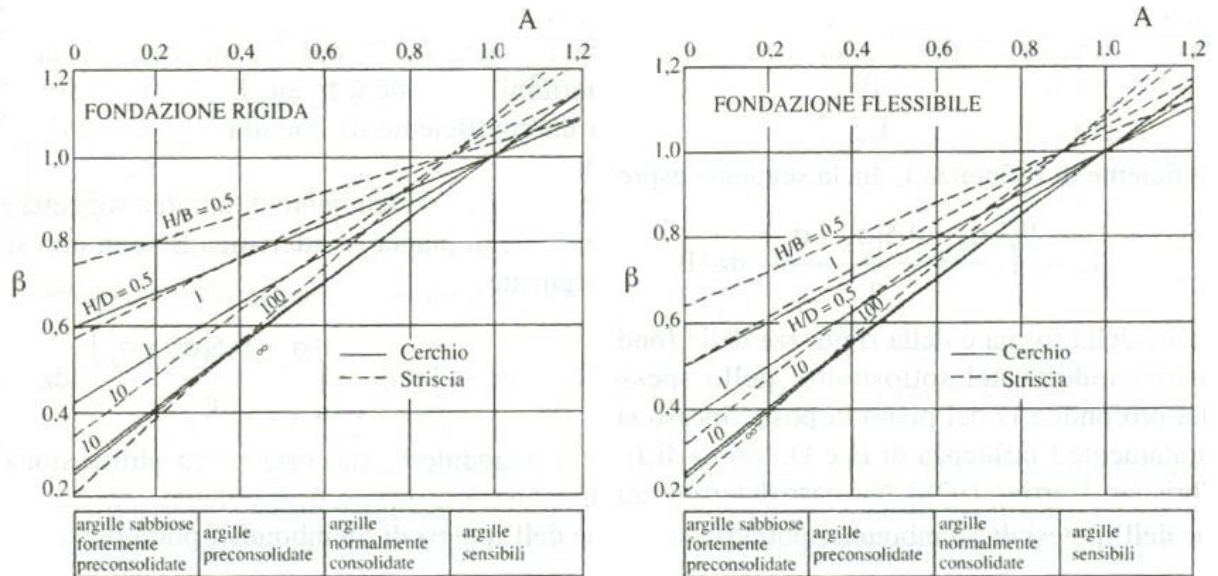
## RELAZIONE DI CALCOLO – PLATEE DI FONDAZIONE

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	ν	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1							3200	0.40		
0.50	0.5	1	8.50	3.26	9.10	24.04	22.55	21.57	3200	0.40	0.10	0.10
1.00	0.5	1	8.53	3.34	9.13	21.72	4.36	3.66	3200	0.40	0.29	0.39
1.50	0.5	1	8.59	3.48	9.19	19.99	3.33	2.29	3200	0.40	0.28	0.67
2.00	0.5	2	8.68	3.69	9.27	18.69	2.57	1.30	3800	0.30	0.23	0.90
2.50	0.5	2	8.79	3.95	9.37	17.59	1.99	0.63	3800	0.30	0.22	1.12
3.00	0.5	2	8.93	4.26	9.51	16.58	1.56	0.18	3800	0.30	0.21	1.33
3.50	0.5	3	9.10	4.60	9.66	15.60	1.22	-0.10	3500	0.30	0.22	1.55
4.00	0.5	3	9.29	4.96	9.84	14.65	0.95	-0.28	3500	0.30	0.21	1.75
4.50	0.5	3	9.50	5.35	10.04	13.73	0.74	-0.39	3500	0.30	0.19	1.95
5.00	0.5	3	9.74	5.76	10.27	12.86	0.57	-0.44	3500	0.30	0.18	2.13
5.50	0.5	3	9.99	6.17	10.51	12.04	0.43	-0.47	3500	0.30	0.17	2.30
6.00	0.5	3	10.26	6.60	10.76	11.27	0.32	-0.48	3500	0.30	0.16	2.47
6.50	0.5	3	10.55	7.04	11.04	10.55	0.23	-0.47	3500	0.30	0.15	2.62
7.00	0.5	3	10.85	7.49	11.33	9.87	0.16	-0.46	3500	0.30	0.14	2.76
7.50	0.5	3	11.17	7.95	11.64	9.25	0.10	-0.45	3500	0.30	0.13	2.89
8.00	0.5	3	11.50	8.40	11.95	8.67	0.05	-0.43	3500	0.30	0.13	3.02
8.50	0.5	3	11.85	8.87	12.28	8.13	0.01	-0.41	3500	0.30	0.12	3.14
9.00	0.5	3	12.20	9.33	12.62	7.63	-0.02	-0.38	3500	0.30	0.11	3.25
9.50	0.5	3	12.56	9.80	12.98	7.17	-0.04	-0.36	3500	0.30	0.10	3.35
10.00	0.5	4	12.93	10.28	13.34	6.74	-0.06	-0.34	4600	0.30	0.07	3.43
10.50	0.5	4	13.32	10.75	13.71	6.35	-0.07	-0.33	4600	0.30	0.07	3.50
11.00	0.5	4	13.70	11.23	14.08	5.98	-0.09	-0.31	4600	0.30	0.07	3.56
11.50	0.5	4	14.10	11.71	14.47	5.64	-0.09	-0.29	4600	0.30	0.06	3.63
12.00	0.5	5	14.50	12.19	14.86	5.32	-0.10	-0.27	4500	0.30	0.06	3.69
12.50	0.5	5	14.91	12.67	15.26	5.03	-0.10	-0.26	4500	0.30	0.06	3.74
13.00	0.5	5	15.32	13.16	15.66	4.76	-0.11	-0.25	4500	0.30	0.05	3.80
13.50	0.5	5	15.74	13.64	16.07	4.50	-0.11	-0.23	4500	0.30	0.05	3.85
14.00	0.5	5	16.17	14.13	16.49	4.27	-0.11	-0.22	4500	0.30	0.05	3.90
14.50	0.5	6	16.59	14.62	16.91	4.05	-0.11	-0.21	4500	0.30	0.05	3.94
15.00	0.5	6	17.02	15.10	17.33	3.84	-0.11	-0.20	4500	0.30	0.04	3.99
15.50	0.5	6	17.46	15.59	17.76	3.65	-0.11	-0.19	4500	0.30	0.04	4.03
16.00	0.5	6	17.90	16.08	18.19	3.48	-0.11	-0.18	4500	0.30	0.04	4.07
16.50	0.5	6	18.34	16.57	18.62	3.31	-0.11	-0.17	4500	0.30	0.04	4.11
17.00	0.5	6	18.78	17.06	19.06	3.15	-0.10	-0.16	4500	0.30	0.04	4.14
17.50	0.5	6	19.23	17.55	19.50	3.01	-0.10	-0.15	4500	0.30	0.03	4.18
18.00	0.5	6	19.68	18.05	19.95	2.87	-0.10	-0.15	4500	0.30	0.03	4.21
18.50	0.5	6	20.13	18.54	20.39	2.74	-0.10	-0.14	4500	0.30	0.03	4.24

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A <sub>Skempton</sub>
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il terreno si presenta in generale molto sovraconsolidato. A tale indice si può associare un coefficiente di Skempton a favore di sicurezza pari a A=0,5, si ottiene un valore del coefficiente  $\beta$  pari a 0,70.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:



$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

n cui H è lo spessore dello strato deformabile e le  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile infine calcolare le distorsioni angolari come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

$\Delta w_{ij}$  è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

$L_{ij}$  è la distanza tra la coppia di punti i e j.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	$w_{ED}$ (cm)	$w_o$ (cm)	$w_c$ (cm)	<b><math>w_f</math> (cm)</b>	<b><math>B_{ij}</math></b>
SLE	4,24	0,12	3,00	<b>3,12</b>	<b>0,0017</b>

I cedimenti e le distorsioni attese risultano essere compatibili con le funzionalità delle strutture all'estradosso della platea di fondazione in quanto i valori calcolati rientrano nei target di ammissibilità. A tal proposito, si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (Holtz 1991) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.

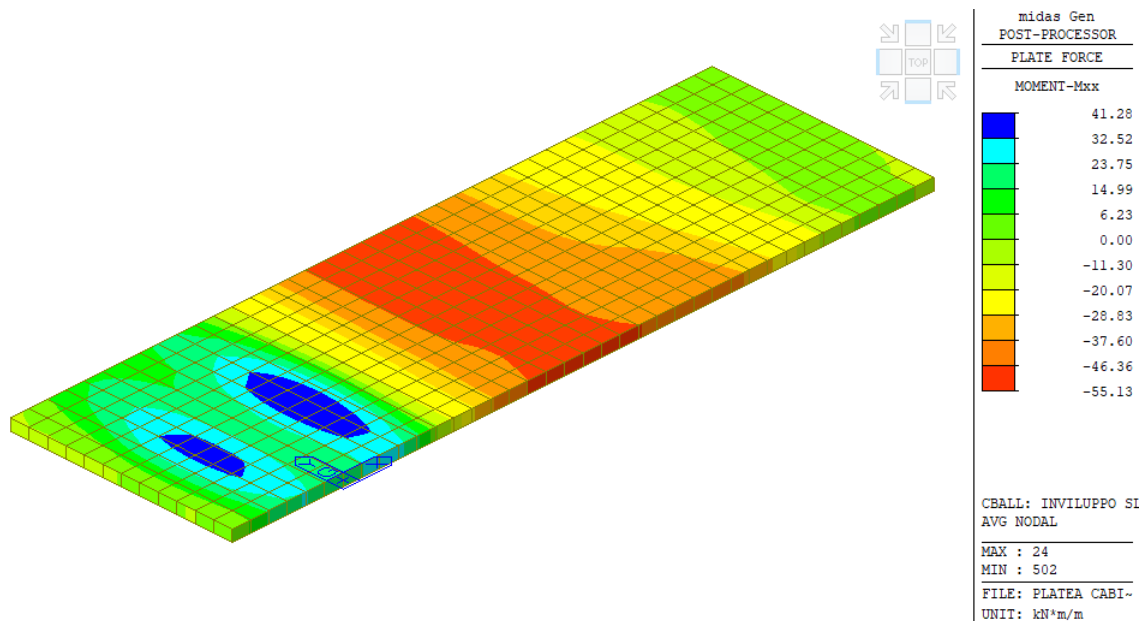
Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (*Holtz, 1991*)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
<b>Cedimento (cm)</b>	Collegamento a reti di servizi		15 ÷ 30
	Accessibilità		30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i>	2.5 ÷ 5
		<i>Strutture intelaiate</i>	5 ÷ 10
<b>Inclinazione <math>\delta/L</math></b>	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i>	0.003
		<i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.0002 0.003
<b>Rotazione relativa <math>\beta</math></b>	Murature portanti multipiano		0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano		0.001 ÷ 0.02
	Lesione intonaci		0.001
	Telai in c. a.		0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.		0.003
	Telai in acciaio		0.002
	Strutture semplici di acciaio		0.005

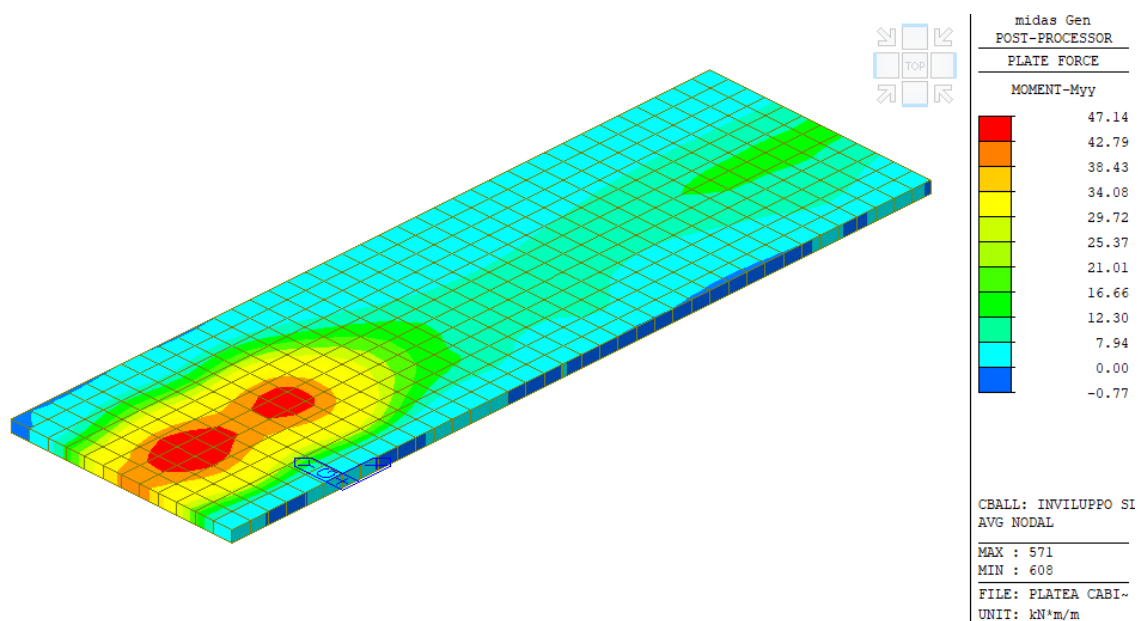
## 7.3. Risultati analisi – PLATEA TIPO B

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

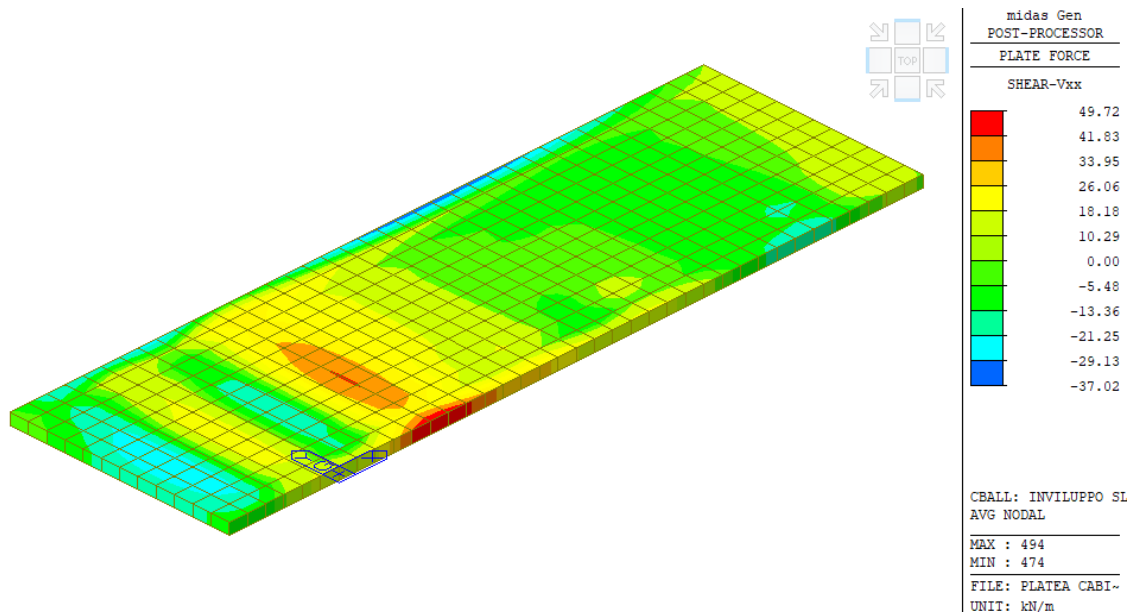
Nelle immagini seguenti si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018



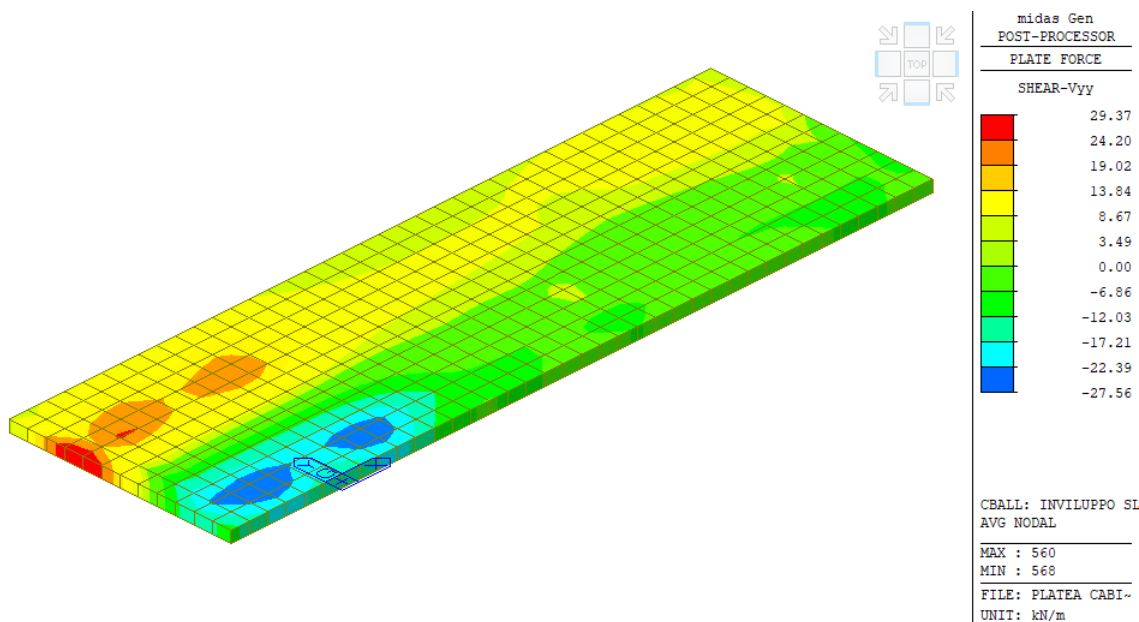
**Figura 17.** Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU



**Figura 18.** Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy - SLU



**Figura 19.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx – SLU



**Figura 20.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy – SLU

Come si osserva dalle precedenti figure per combinazione allo SLU, si notano delle concentrazioni di sollecitazioni in corrispondenza dei maggiori carichi di impianti. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico esaminate.

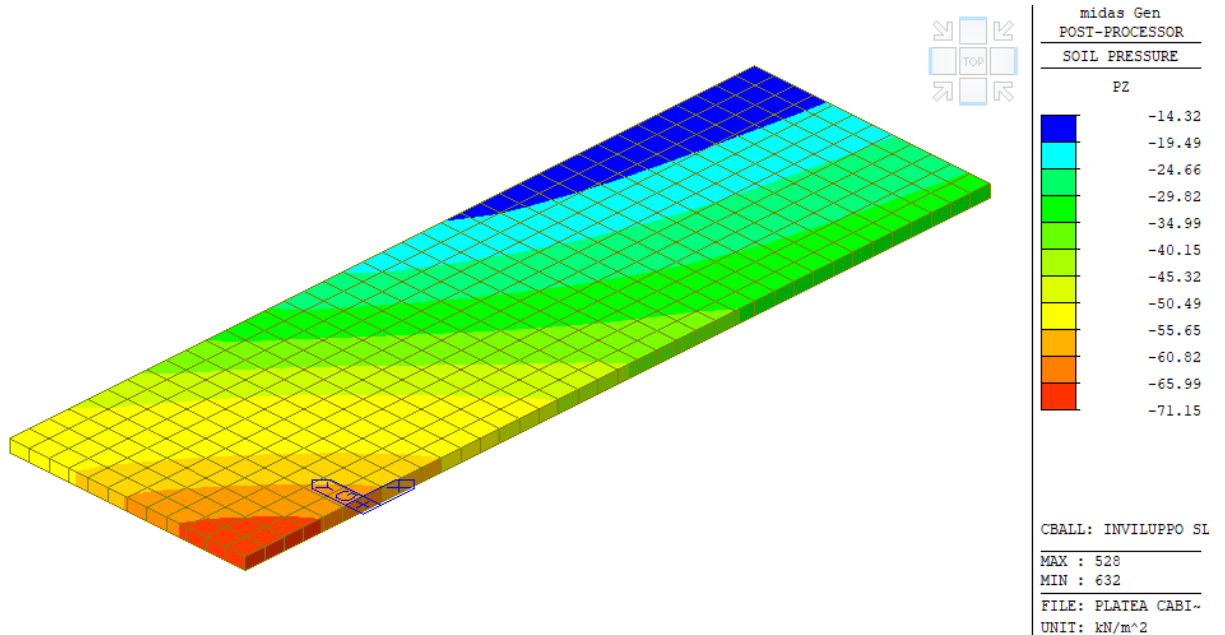
**Tabella 9.** Tabella combinazioni di carico (SLU, SLE)

LOAD COMBINATION LIST				
No.	Gk1	Gk2	Qk-neve	Qk-imp
SLU 1	1,3	1,5	0,75	1,5
SLU 2	1,3	1,5	1,5	
SLE 1	1,0	1,0	0,5	1,0
SLE 2	1,0	1,0	1,0	0,5

Come si evince dalle figure, le combinazioni di carico più gravose risultano essere quelle relative ai carichi statici (combinazione SLU e SLE). Pertanto, si riportano nei paragrafi a seguire le verifiche di dettaglio, degli elementi strutturali, per la combinazione più gravosa tra tutte quelle esaminate.

### 7.3.1. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU

Nell'immagine seguente si riportano i valori, in scala cromatica, delle pressioni di contatto sul terreno, secondo la combinazione SLU:



**Figura 21.** Diagramma di inviluppo delle pressioni agenti sul terreno - SLU

Di seguito si riporta la verifica del carico limite del terreno di sottofondazione, eseguita con foglio di calcolo Excel di testata affidabilità. In merito a tale verifica geotecnica (GEO), le norme richiedono che debba essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (combinazione **A1+M1+R3**) sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nei paragrafi precedente

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

**Tabella 10.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno per le **fondazioni superficiali** si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

**Tabella 11.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_i$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

**Tabella 12.** Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Data la natura del terreno in questione (Grana fine) e la velocità di applicazione del carico in fondazione, secondo le consuete tempistiche di cantiere, la verifica per carico limite viene eseguita in condizioni a breve termine (Condizione Non Drenata) ed il relativo calcolo viene eseguito in termini di tensioni totali. E' stato calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen ottenuta dall'elaborazione

di quella di Terzaghi. In tal caso, il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  (finalizzata al dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione) viene effettuata considerando: carico verticale centrato, base del piano di posa della fondazione non inclinata, terreno laterale non inclinato, e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni essenzialmente coesivi, si considera un angolo di attrito del terreno nullo. In funzione di ciò la relazione di calcolo che si ottiene è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q$$

in cui:

$c$ : coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \times D$ : pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

$\gamma$ : peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

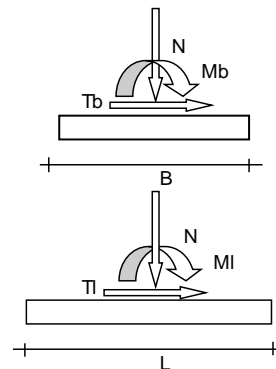
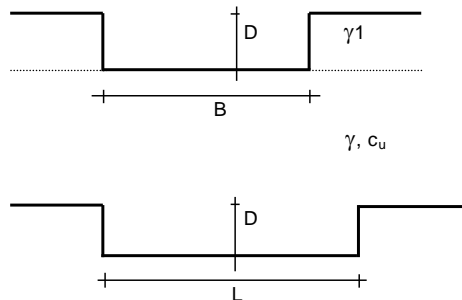
$B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

$L$  = Lunghezza della fondazione;

$\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c, N_q$ : fattori di capacità portante;

$s$ : coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione e fattori di profondità del carico.



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

B	=	6.00	(m)
L	=	22.00	(m)
D	=	1.00	(m)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1$	=	19.00	(kN/mc)
$\gamma$	=	19.00	(kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u$	=	40.00	(kN/mq)
$e_B$	=	0.00	(m)
$e_L$	=	0.00	(m)

Valore di progetto

$c_u$	=	40.00	(kN/mq)
$B^*$	=	6.00	(m)
$L^*$	=	22.00	(m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**$s_c$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.05$$

**$i_c$  : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.79$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.21$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.79$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

**$d_c$  : fattore di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.07$$

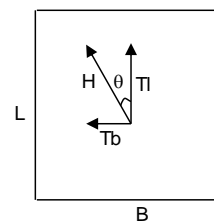
**$b_c$  : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$





**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 250.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B \cdot L$$

$$q = 0.01 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 108.81$$

Il valore massimo di pressione ottenuto dall'analisi è pari a  $q_{Ed} = 71,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{lim} = 108,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  pertanto la verifica geotecnica per carico limite è soddisfatta.

### 7.3.2. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU

In condizioni sismiche, sul piano di contatto tra la struttura di fondazione ed il terreno sottostante, si sviluppano delle forze di scorrimento. Il problema viene studiato mediante un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale come riportato al §7 della presente.

La massa della struttura, comprensiva della massa della platea, risulta essere pari a

$$W = 269,90 \text{ kN/g}$$

In definitiva, l'azione inerziale dovuto al peso sismico delle componenti permanenti strutturali e non, viene applicato, ai fini della verifica di scorrimento, alla base della fondazione ed è pari a:

$$F_h = 0,732g \cdot \frac{269,90}{g} = 197,57 \text{ kN}$$

Dato che il terreno di contatto è caratterizzato da argille con valore di coesione non drenata  $C_u = 40 \text{ kPa}$ , la resistenza di progetto a scorrimento si determina, considerando fattori sui parametri geometrici unitari, mediante il prodotto tra la resistenza a taglio sulla superficie di contatto  $\tau = C_u$  per l'area di contatto terreno-platea.

Il valore di resistenza di progetto risulta essere pari a:

$$A_b = (22,00 \times 6,00) = 132,00 \text{ m}^2$$

$$F_{scor,Rd} = \frac{C_u \cdot A_b}{\gamma_R} = \frac{5280}{1,1} = 4800,00 \text{ kN}$$

Si osserva che la resistenza allo scorrimento è maggiore dell'azione indotta dal sisma:

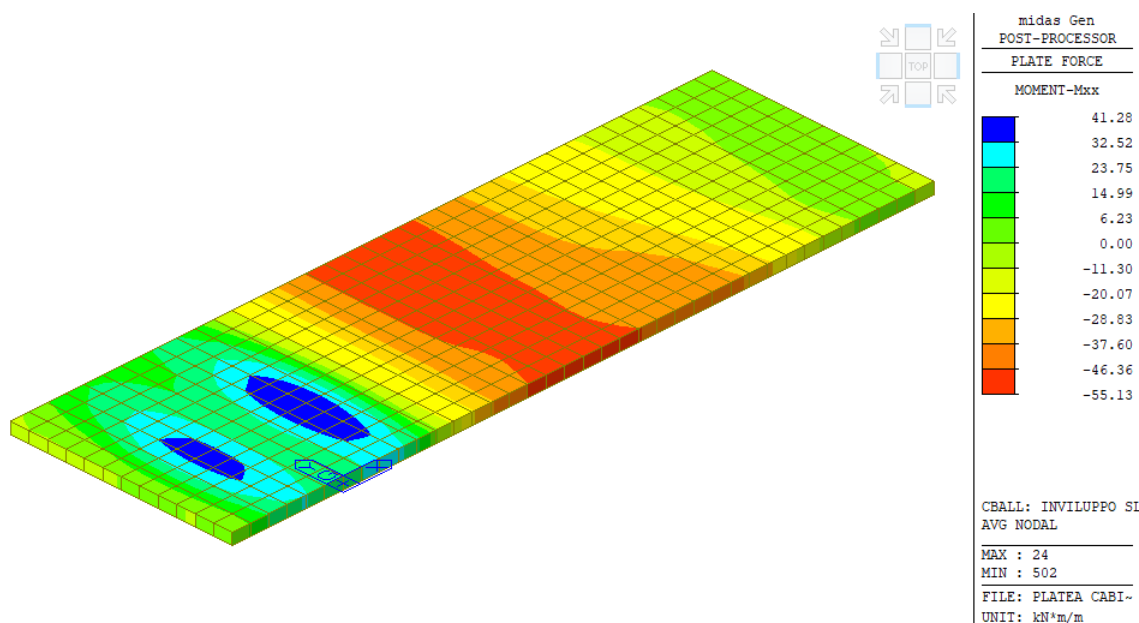
$$F_{scor,Rd} > F_{scor,Ed} \rightarrow 4800,00 \text{ kN} > 197,57 \text{ kN}$$

### 7.3.3. Verifiche strutturali platea di fondazione

Dopo aver analizzato lo stato sollecitativo della struttura di fondazione si procede con la relativa progettazione e verifica degli elementi strutturali.

#### 7.3.3.1. Verifica a flessione platea

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione della platea di fondazione per la combinazione più gravosa.



**Figura 22.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU

La verifica a flessione della platea viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di platea di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura costituita da barre  $\varnothing 12$  passo 20 cm su entrambe le direzioni.

Si può osservare che i valori di momento generalizzato assume valore massimo in corrispondenza del trasformatore all'interno della cabina nel quale sono concentrati i maggiori carichi verticali. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi:  $M_{Ed,x} = -55,13 \text{ kNm}$ ,  $M_{Ed,y} = 47,14 \text{ kNm}$ . Avendo spessori e quantitativo di armatura analogo si esegue la verifica a flessione per la direzione con valore maggiore.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	5
2	5,65	25

**Sollecitazioni**  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
☒ B450C ☐ C30/37  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kNm  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  cm x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Devia

N° rett.   
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**

☐ Precompresso

**Figura 23.** Verifica di resistenza a flessione della platea – SLU

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto  $M_{Ed,x} = -55,13 \text{ kNm} < M_{Rd} = -60,40 \text{ kNm}$ .

### 7.3.3.2. Verifica a taglio platea

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio della platea.

**Tabella 13.** Verifica a taglio platea – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	Φ <sub>s</sub> [mm]	n°	ρ <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>cp</sub> [MPa]	b <sub>w</sub> [mm]	D [mm]	V <sub>min</sub>	V <sub>Rd</sub> [kN]	V <sub>Ed</sub> [kN]
1,89	12	5	0,00226	0,15	0,00	1000	250	0,376	<b>94,07</b>	<b>49,72</b> <b>Verificato</b>

### **7.3.4. Verifica cedimenti SLE platea di fondazione**

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite.

Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidità della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z - \nu_i(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \Delta z_i / E_i)$$

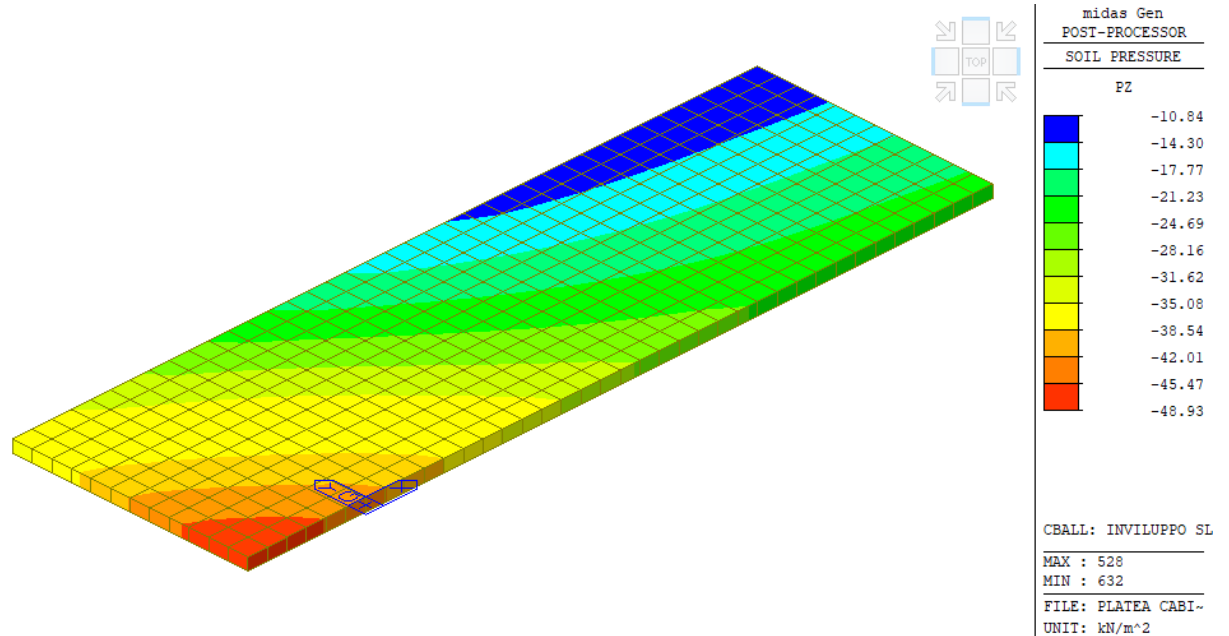
Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per la combinazione di carico allo SLE, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $\Delta\sigma$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE.



**Figura 24.** Pressioni di contatto terreno-fondazione – SLE

Si riporta di seguito le tabelle di calcolo per i cedimenti assoluti:

**DATI DI INPUT:**

B = 6.00 (m) (Larghezza della Fondazione)  
 L = 22.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)  
 q = 48.93 (kN/mq) (Pressione Agente ( $q = N/(B \cdot L)$ ))  
 ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta c_i$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	1.60	0.0	1.6	0.5	3200	0.40	0.59
2	Limo argilloso	1.50	1.6	3.1	0.5	3800	0.30	0.48
3	Limo argilloso	6.80	3.1	9.9	0.5	3500	0.30	1.02
4	Limo argilloso	1.90	9.9	11.8	0.5	4600	0.30	0.11
5	Argilla limosa	2.50	11.8	14.3	0.5	4500	0.30	0.10
6	Argilla limosa	4.50	14.3	18.8	0.5	4500	0.30	0.1166

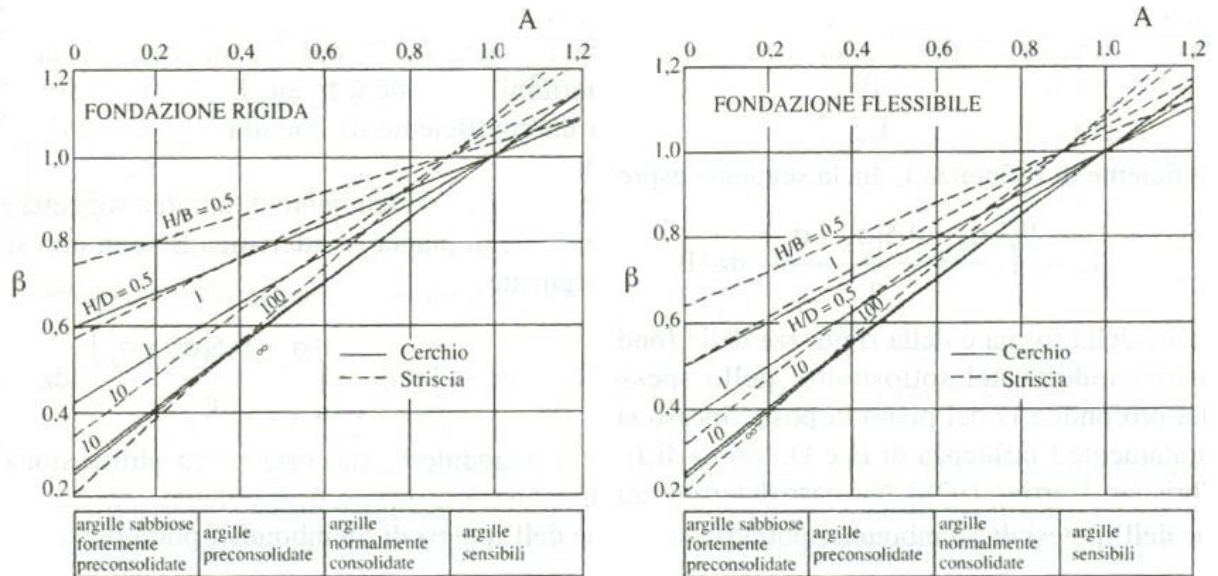
## RELAZIONE DI CALCOLO – PLATEE DI FONDAZIONE

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	ν	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1							3200	0.40		
0.50	0.5	1	11.00	3.01	11.40	46.27	43.42	41.12	3200	0.40	0.19	0.19
1.00	0.5	1	11.03	3.09	11.43	41.62	8.36	6.74	3200	0.40	0.56	0.75
1.50	0.5	1	11.07	3.25	11.47	38.17	6.43	4.01	3200	0.40	0.53	1.28
2.00	0.5	2	11.14	3.47	11.54	35.53	5.02	2.10	3800	0.30	0.44	1.72
2.50	0.5	2	11.23	3.75	11.62	33.27	3.99	0.85	3800	0.30	0.42	2.14
3.00	0.5	2	11.34	4.07	11.73	31.16	3.21	0.04	3800	0.30	0.40	2.54
3.50	0.5	3	11.47	4.42	11.86	29.15	2.62	-0.45	3500	0.30	0.41	2.94
4.00	0.5	3	11.62	4.80	12.00	27.25	2.14	-0.75	3500	0.30	0.38	3.33
4.50	0.5	3	11.79	5.20	12.17	25.47	1.76	-0.91	3500	0.30	0.36	3.69
5.00	0.5	3	11.98	5.62	12.35	23.82	1.45	-1.00	3500	0.30	0.34	4.03
5.50	0.5	3	12.19	6.05	12.55	22.30	1.19	-1.03	3500	0.30	0.32	4.34
6.00	0.5	3	12.41	6.49	12.77	20.90	0.97	-1.03	3500	0.30	0.30	4.64
6.50	0.5	3	12.65	6.93	13.00	19.61	0.79	-1.01	3500	0.30	0.28	4.92
7.00	0.5	3	12.91	7.39	13.25	18.43	0.63	-0.98	3500	0.30	0.26	5.19
7.50	0.5	3	13.17	7.85	13.51	17.34	0.51	-0.94	3500	0.30	0.25	5.44
8.00	0.5	3	13.46	8.31	13.79	16.33	0.40	-0.90	3500	0.30	0.24	5.67
8.50	0.5	3	13.75	8.78	14.07	15.40	0.30	-0.86	3500	0.30	0.22	5.90
9.00	0.5	3	14.06	9.25	14.37	14.55	0.22	-0.81	3500	0.30	0.21	6.11
9.50	0.5	3	14.37	9.72	14.68	13.75	0.16	-0.77	3500	0.30	0.20	6.31
10.00	0.5	4	14.70	10.20	15.00	13.01	0.10	-0.73	4600	0.30	0.14	6.45
10.50	0.5	4	15.04	10.68	15.33	12.32	0.05	-0.69	4600	0.30	0.14	6.58
11.00	0.5	4	15.38	11.16	15.67	11.68	0.02	-0.65	4600	0.30	0.13	6.71
11.50	0.5	4	15.73	11.64	16.02	11.09	-0.02	-0.62	4600	0.30	0.12	6.84
12.00	0.5	5	16.10	12.13	16.37	10.53	-0.05	-0.59	4500	0.30	0.12	6.96
12.50	0.5	5	16.46	12.61	16.74	10.01	-0.07	-0.56	4500	0.30	0.11	7.07
13.00	0.5	5	16.84	13.10	17.10	9.52	-0.09	-0.53	4500	0.30	0.11	7.18
13.50	0.5	5	17.22	13.59	17.48	9.06	-0.10	-0.50	4500	0.30	0.10	7.28
14.00	0.5	5	17.61	14.07	17.86	8.64	-0.12	-0.48	4500	0.30	0.10	7.38
14.50	0.5	6	18.00	14.56	18.25	8.24	-0.13	-0.45	4500	0.30	0.09	7.47
15.00	0.5	6	18.40	15.05	18.64	7.86	-0.13	-0.43	4500	0.30	0.09	7.56
15.50	0.5	6	18.80	15.54	19.04	7.51	-0.14	-0.41	4500	0.30	0.09	7.65
16.00	0.5	6	19.21	16.03	19.44	7.17	-0.14	-0.39	4500	0.30	0.08	7.73
16.50	0.5	6	19.62	16.52	19.85	6.86	-0.15	-0.37	4500	0.30	0.08	7.80
17.00	0.5	6	20.04	17.02	20.26	6.56	-0.15	-0.36	4500	0.30	0.07	7.88
17.50	0.5	6	20.46	17.51	20.68	6.29	-0.15	-0.34	4500	0.30	0.07	7.95
18.00	0.5	6	20.88	18.00	21.10	6.02	-0.15	-0.32	4500	0.30	0.07	8.02
18.50	0.5	6	21.31	18.49	21.52	5.78	-0.15	-0.31	4500	0.30	0.07	8.08

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A <sub>Skempton</sub>
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il terreno si presenta in generale molto sovraconsolidato. A tale indice si può associare un coefficiente di Skempton a favore di sicurezza pari a A=0,5, si ottiene un valore del coefficiente  $\beta$  pari a 0,70.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

n cui H è lo spessore dello strato deformabile e le  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile infine calcolare le distorsioni angolari come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

$\Delta w_{ij}$  è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

$L_{ij}$  è la distanza tra la coppia di punti i e j.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	$w_{ED}$ (cm)	$w_o$ (cm)	$w_c$ (cm)	<b><math>w_r</math> (cm)</b>	<b><math>B_{ij}</math></b>
SLE	8,08	0,14	5,66	<b>5,80</b>	<b>0,0026</b>

I cedimenti e le distorsioni attese risultano essere compatibili con le funzionalità delle strutture all'estradosso della platea di fondazione in quanto i valori calcolati rientrano nei target di ammissibilità. A tal proposito, si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (Holtz 1991) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.



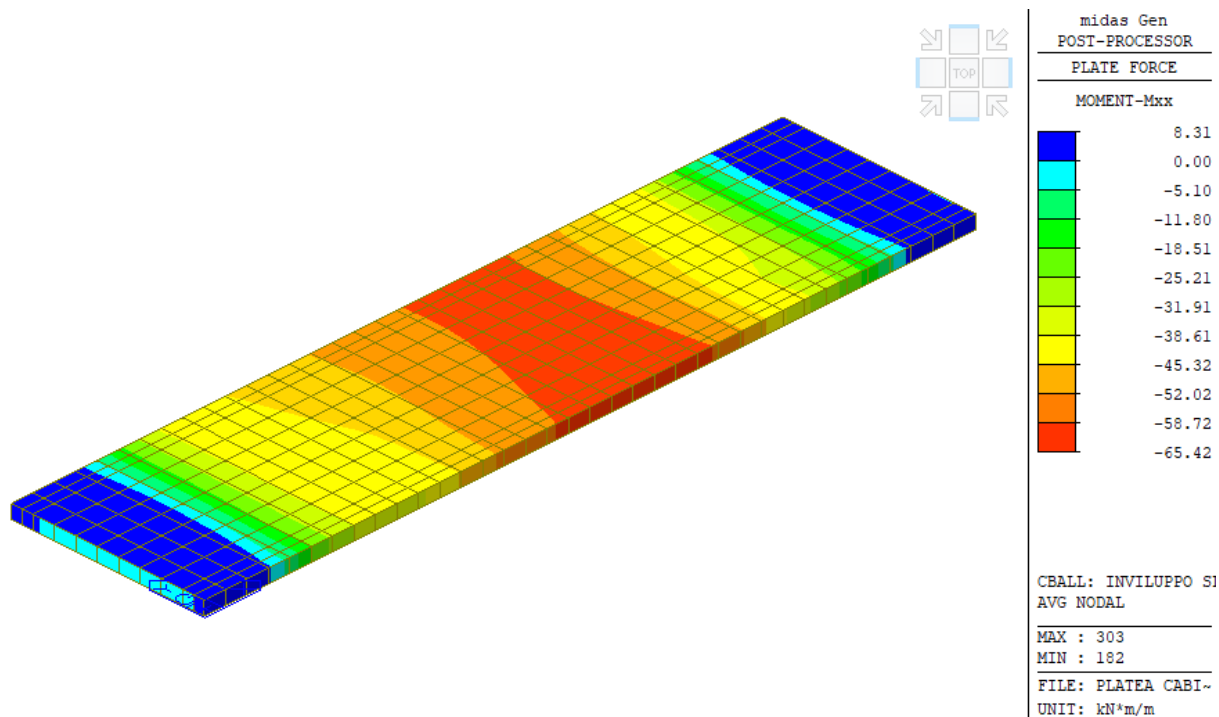
Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (*Holtz, 1991*)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
<b>Cedimento (cm)</b>	Collegamento a reti di servizi		15 ÷ 30
	Accessibilità		30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i>	2.5 ÷ 5
		<i>Strutture intelaiate</i>	5 ÷ 10
<b>Inclinazione <math>\delta/L</math></b>	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i>	0.003
		<i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.0002 0.003
<b>Rotazione relativa <math>\beta</math></b>	Murature portanti multipiano		0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano		0.001 ÷ 0.02
	Lesione intonaci		0.001
	Telai in c. a.		0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.		0.003
	Telai in acciaio		0.002
	Strutture semplici di acciaio		0.005

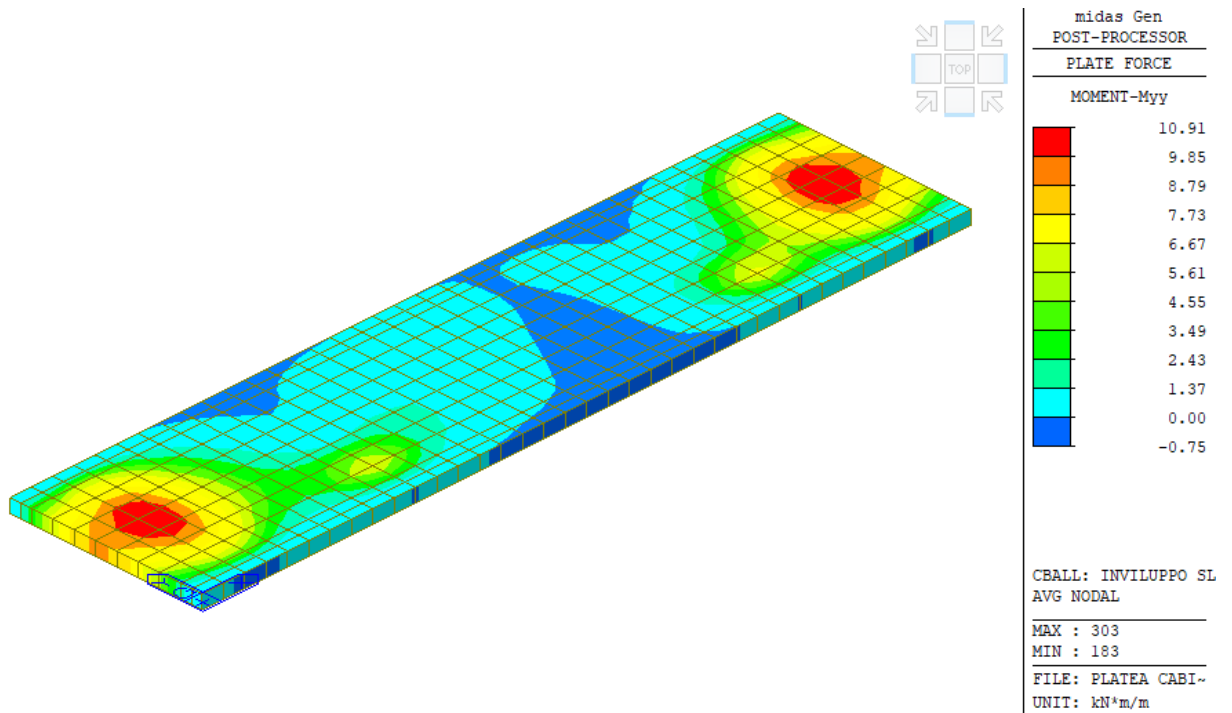
## 7.4. Risultati analisi – PLATEA TIPO C

Come precedentemente illustrato, la metodologia di analisi impiegata per lo studio della struttura è l'analisi statica lineare, tramite la quale è possibile analizzare lo stato sollecitativo della struttura ed eseguire le relative verifiche degli elementi strutturali.

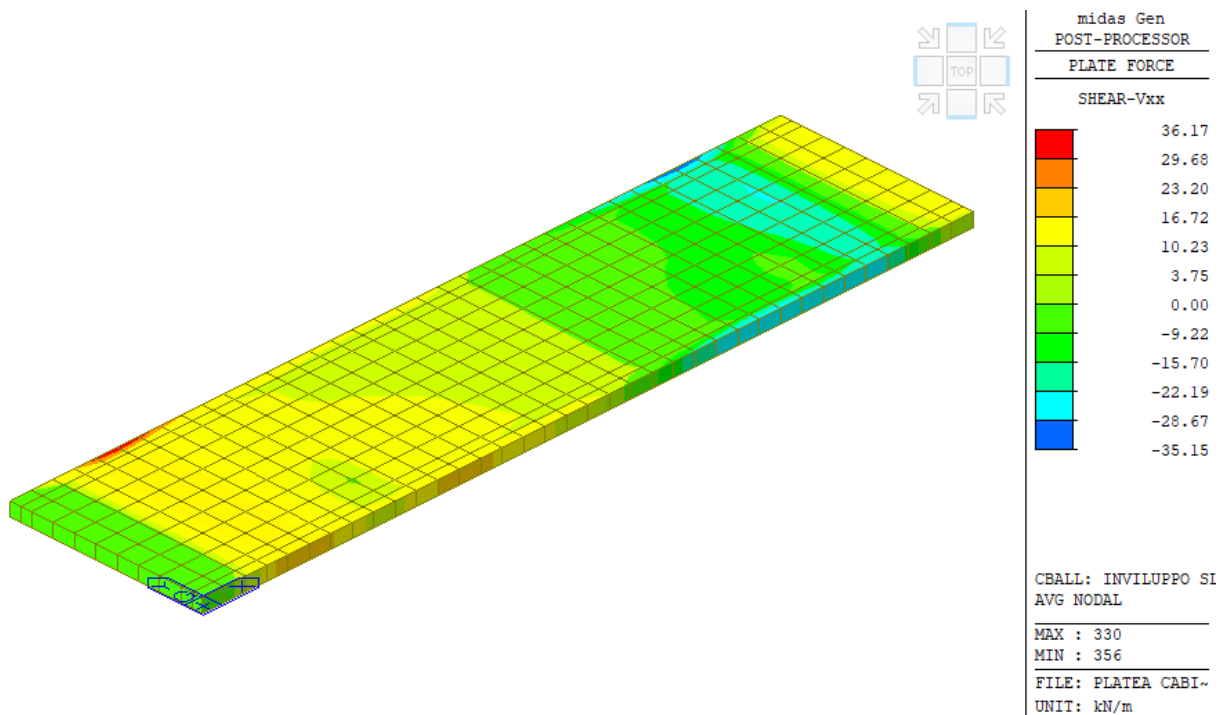
Nelle immagini seguenti si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni delle combinazioni analizzate secondo normativa delle DM 17.01.2018



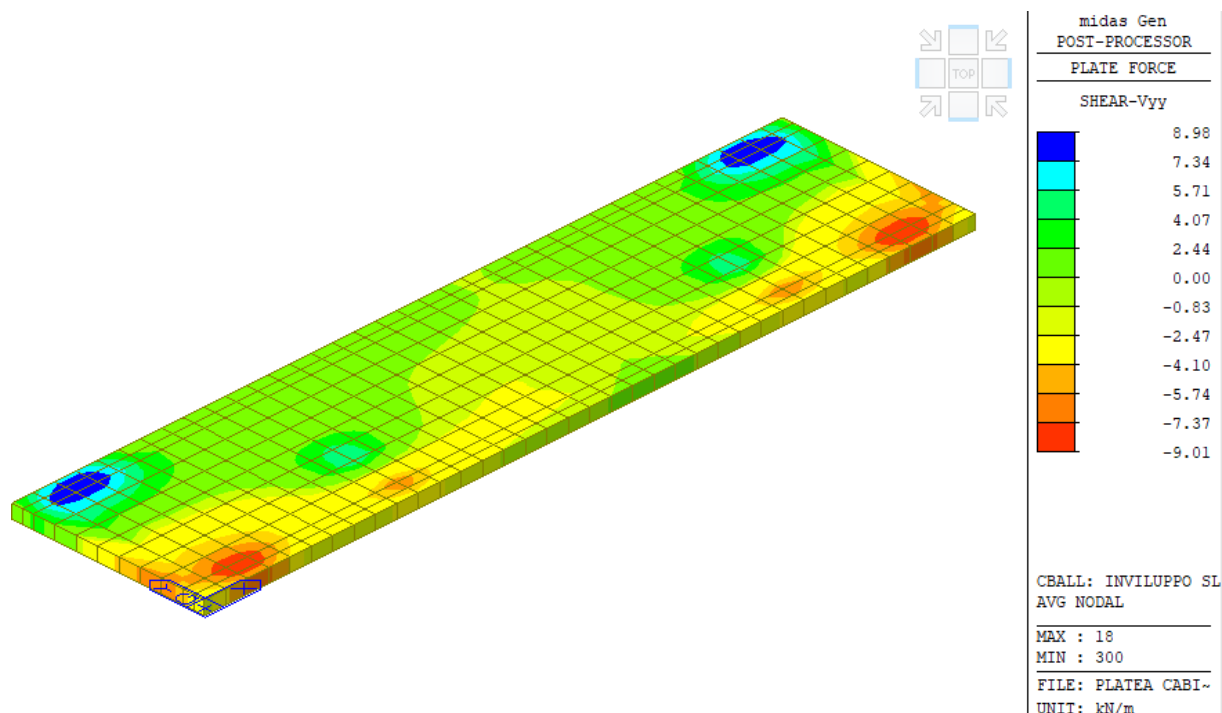
**Figura 25.** Diagramma di inviluppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate  $M_{xx}$  - SLU



**Figura 26.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni flessionali generalizzate Myy – SLU



**Figura 27.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vxx – SLU



**Figura 28.** Diagramma di involucro delle sollecitazioni taglianti generalizzate Vyy – SLU

Come si osserva dalle precedenti figure per combinazione allo SLU, si notano delle concentrazioni di sollecitazioni in corrispondenza dei maggiori carichi di impianti. La verifica strutturale è stata condotta per le sezioni più sollecitate a momento flettente e taglio.

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico esaminate.

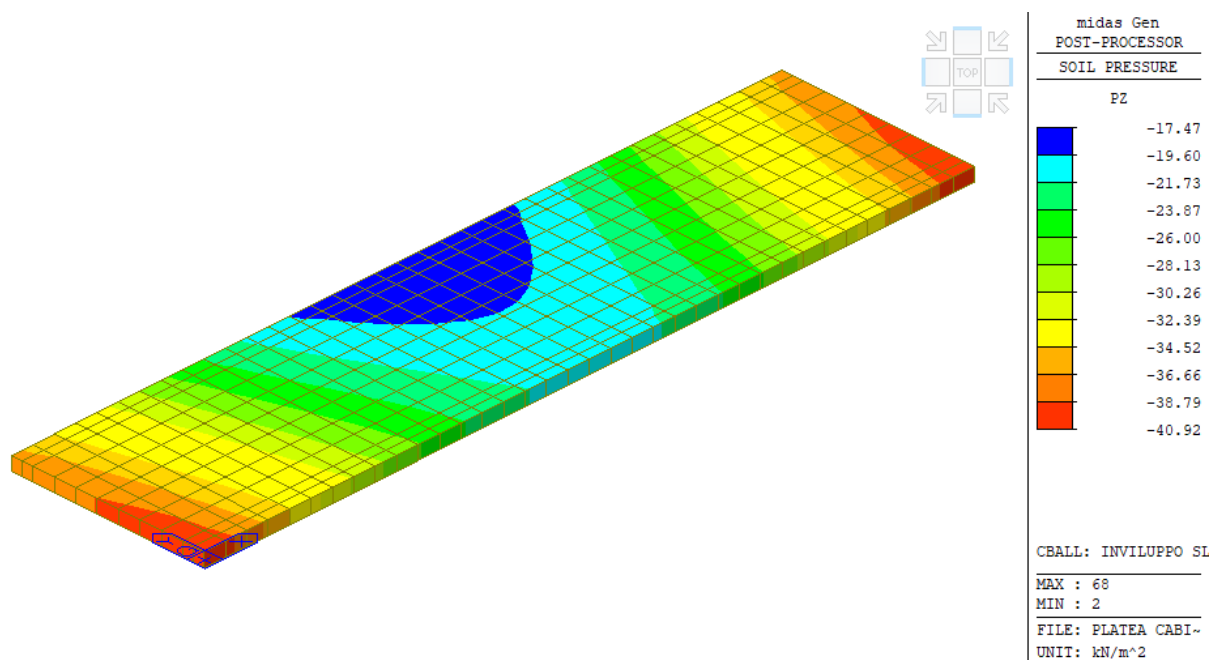
**Tabella 14.** Tabella combinazioni di carico (SLU, SLE)

LOAD COMBINATION LIST				
No.	Gk1	Gk2	Qk-neve	Qk-Imp
SLU 1	1,3	1,5	0,75	1,5
SLU 2	1,3	1,5	1,5	
SLE 1	1,0	1,0	0,5	1,0
SLE 2	1,0	1,0	1,0	0,5

Si riportano nei paragrafi a seguire le verifiche di dettaglio, degli elementi strutturali, per la combinazione più gravosa tra tutte quelle esaminate.

## 7.4.1. Verifica geotecnica platea di fondazione – Carico limite SLU

Nell'immagine seguente si riportano i valori, in scala cromatica, delle pressioni di contatto sul terreno, secondo la combinazione SLU:



**Figura 29.** Diagramma di inviluppo delle pressioni agenti sul terreno - SLU

Di seguito si riporta la verifica del carico limite del terreno di sottofondazione, eseguita con foglio di calcolo Excel di testata affidabilità. In merito a tale verifica geotecnica (GEO), le norme richiedono che debba essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**Approccio 2** (combinazione **A1+M1+R3**) sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nei paragrafi precedente

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

**Tabella 15.** Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00

Carichi permanenti $G_2$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno per le **fondazioni superficiali** si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

**Tabella 16.** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti  $R_3$  della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

**Tabella 17.** Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale
	( $R_3$ )
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

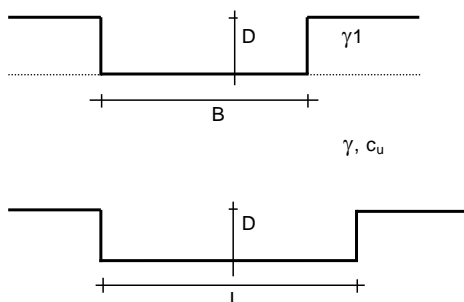
Data la natura del terreno in questione (Grana fine) e la velocità di applicazione del carico in fondazione, secondo le consuete tempistiche di cantiere, la verifica per carico limite viene eseguita in condizioni a breve termine (Condizione Non Drenata) ed il relativo calcolo viene eseguito in termini di tensioni totali. E' stato calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen ottenuta dall'elaborazione di quella di Terzaghi. In tal caso, il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  (finalizzata al dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione) viene effettuata considerando: carico verticale centrato, base del piano di posa della fondazione non inclinata, terreno laterale non inclinato, e poiché il bulbo d'influenza si sviluppa all'interno di terreni essenzialmente coesivi, si considera un angolo di attrito del terreno nullo. In funzione di ciò la relazione di calcolo che si ottiene è la seguente:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q$$

in cui:

- c: coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $q = \gamma \times D$  : pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;
- $\gamma$  : peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione;

$B$  = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;  
 $L$  = Lunghezza della fondazione;  
 $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;  
 $N_c, N_q$ : fattori di capacità portante;  
 $s$ : coefficienti correttivi che tengono conto della forma della fondazione e fattori di profondità del carico.



(Per fondazioni nastriformi  $L=100$  m)

$B$  = 4.50 (m)  
 $L$  = 18.00 (m)  
 $D$  = 1.00 (m)

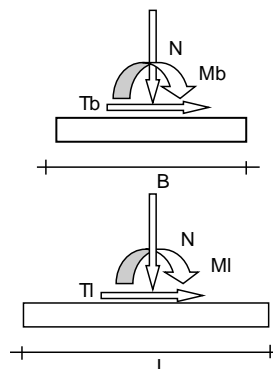
Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1$  = 19.00 (kN/mc)  
 $\gamma$  = 19.00 (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u$  = 40.00 (kN/mq)

$e_B$  = 0.00 (m)  
 $e_L$  = 0.00 (m)



Valore di progetto

$c_u$  = 40.00 (kN/mq)

$B^*$  = 4.50 (m)  
 $L^*$  = 18.00 (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 19.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**Nc : coefficiente di capacità portante**

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

**s<sub>c</sub> : fattori di forma**

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.05$$

**i<sub>c</sub> : fattore di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.80$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.20$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.80$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e  
m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$

**d<sub>c</sub> : fattore di profondità del piano di appoggio**

per D/B\* ≤ 1; d<sub>c</sub> = 1 + 0,4 D / B\*

per D/B\* > 1; d<sub>c</sub> = 1 + 0,4 arctan (D / B\*)

$$d_c = 1.09$$

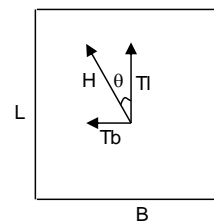
**b<sub>c</sub> : fattore di inclinazione base della fondazione**

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$





**g<sub>c</sub> : fattore di inclinazione piano di campagna**

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

***Carico limite unitario***

$$q_{lim} = 254.07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

***Pressione massima agente***

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 0.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 110.46$$

Il valore massimo di pressione ottenuto dall'analisi è pari a  $q_{Ed} = 40,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < q_{lim} = 110,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  pertanto la verifica geotecnica per carico limite è soddisfatta.

## **7.4.2. Verifica geotecnica platea di fondazione – Scorrimento allo SLV**

In condizioni sismiche, sul piano di contatto tra la struttura di fondazione ed il terreno sottostante, si sviluppano delle forze di scorrimento. Il problema viene studiato mediante un'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale come riportato al §7 della presente.

La massa della struttura, comprensiva della massa della platea, risulta essere pari a

$$W = 146,57 \text{ kN/g}$$

In definitiva, l'azione inerziale dovuto al peso sismico delle componenti permanenti strutturali e non, viene applicato, ai fini della verifica di scorrimento, alla base della fondazione ed è pari a:

$$F_h = 0,732g \cdot \frac{146,57}{g} = 107,29 \text{ kN}$$

Dato che il terreno di contatto è caratterizzato da argille con valore di coesione non drenata  $C_u = 40 \text{ kPa}$ , la resistenza di progetto a scorrimento si determina, considerando fattori sui parametri geometrici unitari, mediante il prodotto tra la resistenza a taglio sulla superficie di contatto  $\tau = C_u$  per l'area di contatto terreno-platea.

Il valore di resistenza di progetto risulta essere pari a:

$$A_b = (18,00 \times 4,50) = 81,00 \text{ m}^2$$

$$F_{scor,Rd} = \frac{C_u \cdot A_b}{\gamma_R} = \frac{3240}{1,1} = 2945,45 \text{ kN}$$

Si osserva che la resistenza allo scorrimento è maggiore dell'azione indotta dal sisma:

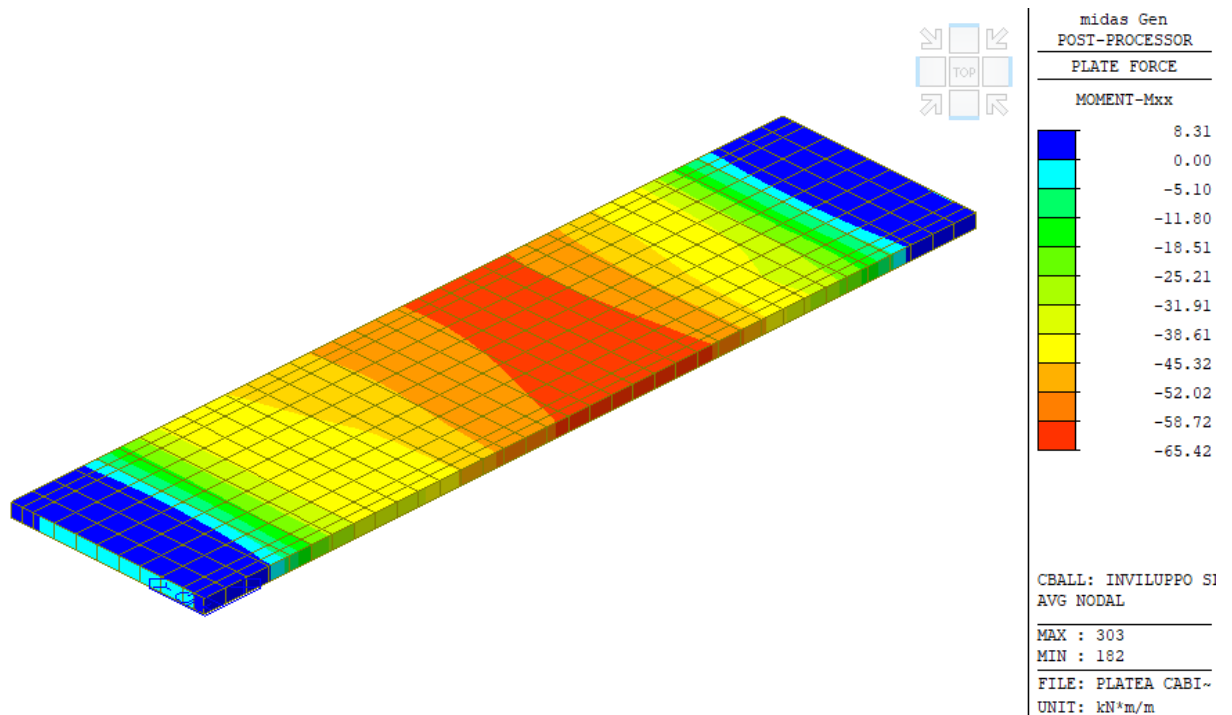
$$F_{scor,Rd} > F_{scor,Ed} \rightarrow 2945,45 \text{ kN} > 107,29 \text{ kN}$$

### 7.4.3. Verifiche strutturali platea di fondazione

Dopo aver analizzato lo stato sollecitativo della struttura di fondazione si procede con la relativa progettazione e verifica degli elementi strutturali.

#### 7.4.3.1. Verifica a flessione platea

Si riporta di seguito la distribuzione di sollecitazione a flessione della platea di fondazione per la combinazione più gravosa.



**Figura 30.** Diagramma di involuppo delle sollecitazioni flessionali generalizzate Mxx - SLU

La verifica a flessione della platea viene condotta considerando la sezione trasversale maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa, assumendo una porzione di platea di larghezza pari a 1,0 m armata da doppio layer di armatura con barre di armatura Ø14 passo 20 cm e armatura trasversale di ripartizione costituita da barre di armatura ø12 passo 20 cm.

Si può osservare, compatibilmente con il comportamento del terreno modellato alla Winkler che i valori di momento generalizzato assume valore massimo in corrispondenza della mezzeria della

platea. A favore di sicurezza si assume un valore di momento flettente per la fascia di larghezza di 1,0 m il massimo valore letto dall'analisi:  $M_{Ed,x} = -65,42 \text{ kNm}$ .

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	5
2	7,70	25

**Sollecitazioni**  
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
☒ B450C ☐ C30/37  
E<sub>su</sub>  ‰ E<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² E<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
E<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Devia

N° rett.   
   
L<sub>0</sub>  cm   
☐ Precompresso

**Figura 31.** Verifica di resistenza a flessione della platea – SLU

La verifica a flessione risulta soddisfatta in quanto  $M_{Ed,x} = -65,42 \text{ kNm} < M_{Rd} = 77,73 \text{ kNm}$ .

### 7.4.3.2. Verifica a taglio platea

La verifica a taglio della platea viene condotta con riferimento al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018. La resistenza a taglio di progetto è valutata secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \max \left[ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i calcoli eseguiti per la verifica a taglio della platea.

**Tabella 18.** Verifica a taglio platea – SLU

Verifica a taglio elementi senza armature trasversali										
k	$\Phi_s$ [mm]	n°	$\rho_1$	k1	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$b_w$ [mm]	D [mm]	$V_{min}$	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
1,89	14	5	0,00308	0,15	0,00	1000	250	0,376	<b>98,68</b>	<b>36,17</b> <b>Verificato</b>

#### 7.4.4. Verifica cedimenti SLE platea di fondazione

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo di seguito riportato vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante le formulazioni di Poulos & Davis 1974 che definiscono lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite.

Le formulazioni adoperate fanno riferimento alla teoria di Boussinesq, adoperando però opportune correzioni tenendo conto dell'elevata rigidità della fondazione nei confronti del terreno e della forma. Le formulazioni adoperate, sono le seguenti:

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_z - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

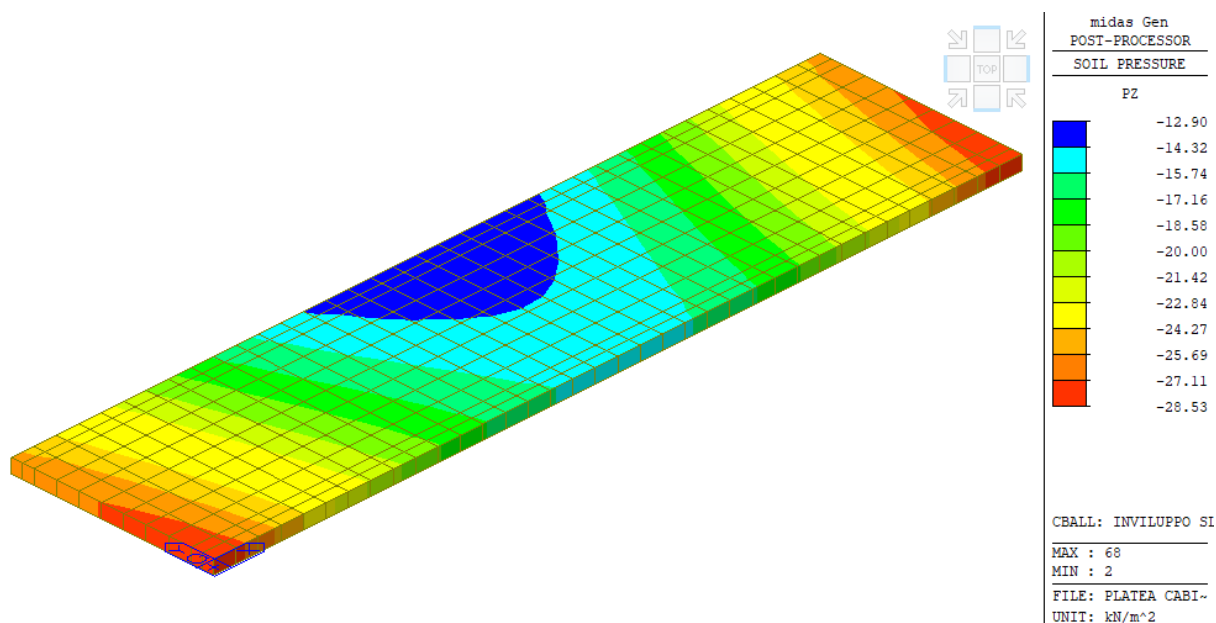
Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per la combinazione di carico allo SLE, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo.

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, considerando il terreno in esame di tipo a grana fine.

Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni  $\Delta\sigma$  nei vari strati, ognuno di spessore  $H_i$  e modulo  $E_{ed,i}$ , il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

La tensione di progetto massima è stata valutata considerando i carichi agenti al piano di fondazione in combinazione SLE.



**Figura 32.** Pressioni di contatto terreno-fondazione – SLE

Si riporta di seguito le tabelle di calcolo per i cedimenti assoluti:

**DATI DI INPUT:**

B = 4.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 18.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

q = 28.53 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))

ns = 6 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da	zi	a	zi+1	Δzi	E	v	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Limo argilloso	1.60	0.0	1.6	0.5	3200	0.40	0.59		
2	Limo argilloso	1.50	1.6	3.1	0.5	3800	0.30	0.48		
3	Limo argilloso	6.80	3.1	9.9	0.5	3500	0.30	1.02		
4	Limo argilloso	1.90	9.9	11.8	0.5	4600	0.30	0.11		
5	Argilla limosa	2.50	11.8	14.3	0.5	4500	0.30	0.10		
6	Argilla limosa	4.50	14.3	18.8	0.5	4500	0.30	0.1166		

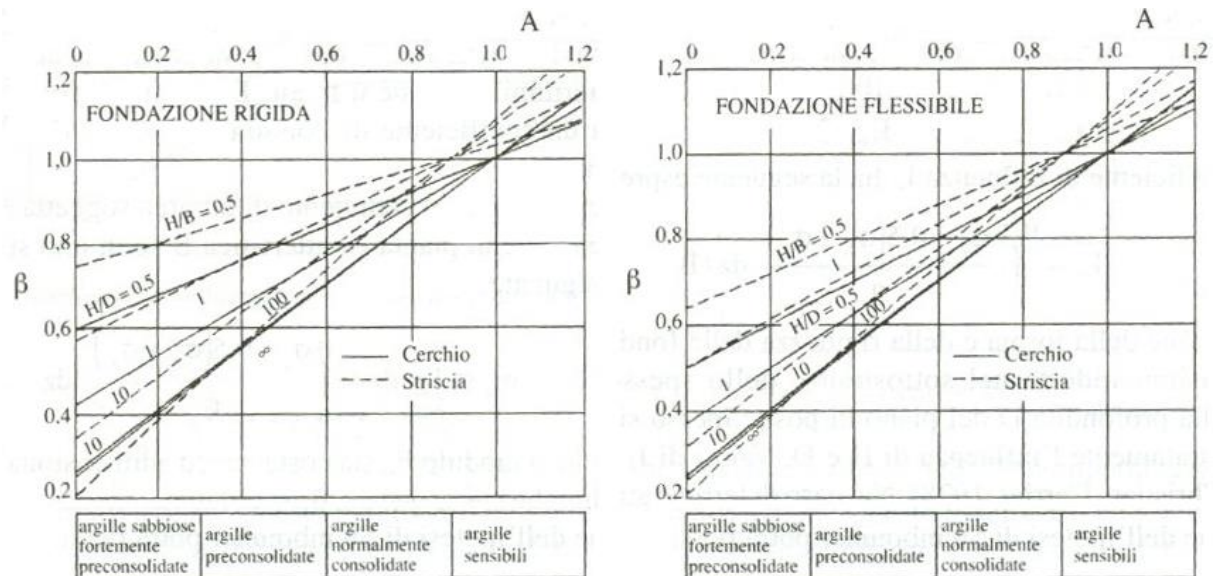
## RELAZIONE DI CALCOLO – PLATEE DI FONDAZIONE

z	Δzi	Terreno	R1	R2	R3	Δσzi	Δσxi	Δσyi	E	ν	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)
0.00	0.5	1							3200	0.40		
0.50	0.5	1	9.00	2.26	9.28	26.50	24.32	22.51	3200	0.40	0.12	0.12
1.00	0.5	1	9.03	2.37	9.31	23.20	4.30	3.07	3200	0.40	0.32	0.44
1.50	0.5	1	9.09	2.57	9.36	20.96	3.09	1.39	3200	0.40	0.30	0.74
2.00	0.5	2	9.17	2.85	9.44	19.19	2.29	0.40	3800	0.30	0.24	0.98
2.50	0.5	2	9.28	3.18	9.55	17.57	1.75	-0.14	3800	0.30	0.22	1.20
3.00	0.5	2	9.41	3.55	9.68	16.06	1.36	-0.42	3800	0.30	0.21	1.41
3.50	0.5	3	9.57	3.95	9.83	14.69	1.06	-0.55	3500	0.30	0.21	1.62
4.00	0.5	3	9.75	4.37	10.01	13.44	0.83	-0.61	3500	0.30	0.19	1.81
4.50	0.5	3	9.95	4.81	10.20	12.34	0.65	-0.61	3500	0.30	0.18	1.99
5.00	0.5	3	10.18	5.26	10.42	11.35	0.51	-0.60	3500	0.30	0.16	2.15
5.50	0.5	3	10.42	5.71	10.66	10.47	0.40	-0.58	3500	0.30	0.15	2.30
6.00	0.5	3	10.68	6.17	10.91	9.69	0.30	-0.54	3500	0.30	0.14	2.44
6.50	0.5	3	10.96	6.64	11.19	8.98	0.23	-0.51	3500	0.30	0.13	2.57
7.00	0.5	3	11.25	7.12	11.47	8.35	0.16	-0.48	3500	0.30	0.12	2.69
7.50	0.5	3	11.56	7.59	11.77	7.77	0.11	-0.45	3500	0.30	0.11	2.80
8.00	0.5	3	11.88	8.07	12.09	7.25	0.07	-0.42	3500	0.30	0.11	2.91
8.50	0.5	3	12.21	8.55	12.41	6.77	0.04	-0.39	3500	0.30	0.10	3.00
9.00	0.5	3	12.55	9.03	12.75	6.34	0.01	-0.36	3500	0.30	0.09	3.10
9.50	0.5	3	12.91	9.52	13.10	5.94	-0.01	-0.34	3500	0.30	0.09	3.18
10.00	0.5	4	13.27	10.01	13.46	5.57	-0.03	-0.32	4600	0.30	0.06	3.24
10.50	0.5	4	13.64	10.49	13.82	5.24	-0.04	-0.30	4600	0.30	0.06	3.30
11.00	0.5	4	14.02	10.98	14.20	4.93	-0.05	-0.28	4600	0.30	0.05	3.36
11.50	0.5	4	14.41	11.47	14.58	4.64	-0.06	-0.26	4600	0.30	0.05	3.41
12.00	0.5	5	14.80	11.96	14.97	4.38	-0.07	-0.24	4500	0.30	0.05	3.46
12.50	0.5	5	15.20	12.45	15.37	4.14	-0.07	-0.23	4500	0.30	0.05	3.51
13.00	0.5	5	15.61	12.95	15.77	3.91	-0.08	-0.22	4500	0.30	0.04	3.55
13.50	0.5	5	16.02	13.44	16.17	3.70	-0.08	-0.20	4500	0.30	0.04	3.59
14.00	0.5	5	16.43	13.93	16.59	3.51	-0.08	-0.19	4500	0.30	0.04	3.63
14.50	0.5	6	16.85	14.43	17.00	3.32	-0.08	-0.18	4500	0.30	0.04	3.67
15.00	0.5	6	17.28	14.92	17.42	3.16	-0.08	-0.17	4500	0.30	0.04	3.71
15.50	0.5	6	17.71	15.42	17.85	3.00	-0.08	-0.16	4500	0.30	0.03	3.74
16.00	0.5	6	18.14	15.91	18.28	2.85	-0.08	-0.15	4500	0.30	0.03	3.77
16.50	0.5	6	18.58	16.41	18.71	2.72	-0.08	-0.15	4500	0.30	0.03	3.80
17.00	0.5	6	19.01	16.90	19.15	2.59	-0.08	-0.14	4500	0.30	0.03	3.83
17.50	0.5	6	19.46	17.40	19.59	2.47	-0.08	-0.13	4500	0.30	0.03	3.86
18.00	0.5	6	19.90	17.89	20.03	2.36	-0.08	-0.13	4500	0.30	0.03	3.89
18.50	0.5	6	20.35	18.39	20.47	2.25	-0.07	-0.12	4500	0.30	0.03	3.91

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$w_c = \beta \cdot w_{ed}$$

I valori del coefficiente  $\beta$  sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A <sub>Skempton</sub>
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il terreno si presenta in generale molto sovraconsolidato. A tale indice si può associare un coefficiente di Skempton a favore di sicurezza pari a A=0,5, si ottiene un valore del coefficiente  $\beta$  pari a 0,70.

Il cedimento iniziale  $w_0$  è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- $E_u$  è il modulo di elasticità NON drenato;
- $q$  è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- $B$  è la larghezza caratteristica della fondazione,
- $I_w$  è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza  $I_w$  ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

n cui H è lo spessore dello strato deformabile e le  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0.5.

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile infine calcolare le distorsioni angolari come:

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

$\Delta w_{ij}$  è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

$L_{ij}$  è la distanza tra la coppia di punti i e j.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei valori di calcolo dei cedimenti

CONDIZIONI DI CARICO	$w_{ED}$ (cm)	$w_o$ (cm)	$w_c$ (cm)	<b><math>w_r</math> (cm)</b>	<b><math>B_{ij}</math></b>
SLE	3,91	0,06	2,74	<b>2,80</b>	<b>0,0016</b>

I cedimenti e le distorsioni attese risultano essere compatibili con le funzionalità delle strutture all'estradosso della platea di fondazione in quanto i valori calcolati rientrano nei target di ammissibilità. A tal proposito, si riportano di seguito alcune tabelle di riferimento (Holtz 1991) in cui vengono indicati i cedimenti assoluti e differenziali ammissibili per vari tipi di struttura.



Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (*Holtz, 1991*)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
<b>Cedimento (cm)</b>	Collegamento a reti di servizi		15 ÷ 30
	Accessibilità		30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<i>Murature portanti</i>	2.5 ÷ 5
		<i>Strutture intelaiate</i>	5 ÷ 10
<b>Inclinazione <math>\delta/L</math></b>	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminiere e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	<i>Macchine tessili</i>	0.003
		<i>Turbogeneratori</i> <i>Gru a ponte</i>	0.0002 0.003
<b>Rotazione relativa <math>\beta</math></b>	Murature portanti multipiano		0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano		0.001 ÷ 0.02
	Lesione intonaci		0.001
	Telai in c. a.		0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.		0.003
	Telai in acciaio		0.002
	Strutture semplici di acciaio		0.005

## INDICE DELLE FIGURE

<b>FIGURA 1. ORTOFOTO: AREA DELL'INTERO INTERVENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>FIGURA 2. INDIVIDUAZIONE DELLA POSIZIONE DELLE STRUTTURE.....</b>	<b>4</b>
<b>FIGURA 3. PROFILO DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE.....</b>	<b>10</b>
<b>FIGURA 4. SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI (Q=1) – SLO, SLD, SLV, SLC.....</b>	<b>16</b>
<b>FIGURA 5. MODELLO 3D – PLATEA TIPO A.....</b>	<b>18</b>
<b>FIGURA 6. MODELLO 3D – PLATEA TIPO B.....</b>	<b>19</b>
<b>FIGURA 7. MODELLO 3D – PLATEA TIPO C.....</b>	<b>19</b>
<b>FIGURA 8. MODELLO DI CALCOLO – VISTA SOLIDA CON RAPPRESENTAZIONE DEI CARICHI DELLE CABINE – PLATEA TIPO C .....</b>	<b>20</b>
<b>FIGURA 9. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU .....</b>	<b>22</b>
<b>FIGURA 10. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYX – SLU.....</b>	<b>22</b>
<b>FIGURA 11. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU.....</b>	<b>23</b>
<b>FIGURA 12. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLU .....</b>	<b>23</b>
<b>FIGURA 13. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO - SLU</b>	<b>24</b>
<b>FIGURA 14. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU .....</b>	<b>29</b>
<b>FIGURA 15. VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PLATEA – SLU.....</b>	<b>30</b>
<b>FIGURA 16. PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE – SLE.....</b>	<b>32</b>
<b>FIGURA 17. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX – SLU .....</b>	<b>37</b>
<b>FIGURA 18. DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYX – SLU.....</b>	<b>37</b>

<b>FIGURA 19.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU .....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 20.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLU .....</b>	<b>38</b>
<b>FIGURA 21.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO - SLU</b>	<b>39</b>
<b>FIGURA 22.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX - SLU .....</b>	<b>44</b>
<b>FIGURA 23.VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PLATEA – SLU.....</b>	<b>45</b>
<b>FIGURA 24.PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE – SLE.....</b>	<b>47</b>
<b>FIGURA 25.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX - SLU .....</b>	<b>52</b>
<b>FIGURA 26.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MYY – SLU.....</b>	<b>53</b>
<b>FIGURA 27.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VXX – SLU .....</b>	<b>53</b>
<b>FIGURA 28.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI TAGLIANTI GENERALIZZATE VYY – SLU .....</b>	<b>54</b>
<b>FIGURA 29.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE PRESSIONI AGENTI SUL TERRENO - SLU</b>	<b>55</b>
<b>FIGURA 30.DIAGRAMMA DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI FLESSIONALI GENERALIZZATE MXX - SLU .....</b>	<b>60</b>
<b>FIGURA 31.VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA PLATEA – SLU.....</b>	<b>61</b>
<b>FIGURA 32.PRESSIONI DI CONTATTO TERRENO-FONDAZIONE – SLE.....</b>	<b>63</b>

## INDICE DELLE TABELLE

<b>TABELLA 1. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>8</b>
<b>TABELLA 2. TAB. 3.1.II NTC18 - VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI.....</b>	<b>13</b>
<b>TABELLA 3. NTC 2018: TABELLA 2.5.I – VALORI DEI CARICHI D'ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI .....</b>	<b>17</b>
<b>TABELLA 4. TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO (SLU, SLE).....</b>	<b>24</b>
<b>TABELLA 5. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>25</b>
<b>TABELLA 6. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>25</b>
<b>TABELLA 7. COEFFICIENTI PARZIALI <math>\gamma_R</math> PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI. ....</b>	<b>25</b>
<b>TABELLA 8. VERIFICA A TAGLIO PLATEA – SLU.....</b>	<b>30</b>
<b>TABELLA 9. TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO (SLU, SLE).....</b>	<b>39</b>
<b>TABELLA 10. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>40</b>
<b>TABELLA 11. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>40</b>
<b>TABELLA 12. COEFFICIENTI PARZIALI <math>\gamma_R</math> PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI. ....</b>	<b>40</b>
<b>TABELLA 13. VERIFICA A TAGLIO PLATEA – SLU.....</b>	<b>45</b>
<b>TABELLA 14. TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO (SLU, SLE) .....</b>	<b>54</b>
<b>TABELLA 15. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>55</b>
<b>TABELLA 16. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO [CFR. D.M. 2018] .....</b>	<b>56</b>
<b>TABELLA 17. COEFFICIENTI PARZIALI <math>\gamma_R</math> PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI. ....</b>	<b>56</b>
<b>TABELLA 18. VERIFICA A TAGLIO PLATEA – SLU.....</b>	<b>61</b>