



Gianluca Brulli

IMPIANTO DI RETE PER L'AMPLIAMENTO 132 kV DELLA CABINA PRIMARIA TRESIGALLO

COSTRUZIONE 3° STALLO LINEA IN CAVO
UBICATO NEL COMUNE DI TRESIGNANA(FE)

PROCEDURA AUTORIZZATIVA (Atto e/o Decreto Regionale o Provinciale) N° - DEL -

PROGETTO DEFINITIVO

| | | | | | |
|--|----------|---------------|---------------|---------------|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | <i>Brulli</i> | <i>Brulli</i> | <i>Brulli</i> | |
| A | 6.5.2025 | 111 | 013 | 093 | Emissione per autorizzazioni |
| REVISIONE | DATA | ELABORATO | VERIFICATO | APPROVATO | DESCRIZIONE |
| RICHIEDENTE SOLAR PV 18 s.r.l. Piazza Castello, 19 20121 - Milano (MI) FIRMA PER BENESTARE | | | | | TIPOLOGIA IMPIANTO CAPOFILA / POTENZA IN IMMISSIONE IMPIANTO FOTOVOLTAICO POTENZA IN IMMISSIONE 21,00 MW |
| | | | | | IMPIANTO CP 132/15 kV TRESIGALLO |
| INGEGNERIA & COSTRUZIONI BRULLI IL DIRETTORE E RESPONSABILE TECNICO trasmissione | | | | | TITOLO RELAZIONE DI CALCOLO OPERE IN C.A. |
| GESTORE RETE ELETTRICA FIRMA PER BENESTARE | | | | | LIVELLO PROG. P D |
| | | | | | CODICE RINTRACCIABILITA' 392211454 |
| | | | | | TIPO DOCUMENTO D 7 |
| | | | | | N° ELABORATO 508418A |
| | | | | | FOGLIO / DI 0 / 31 |
| NOME FILE T R S - 3 2 5 - A | | | | | |
| SCALA - | | | | | |
| FORMATO A4 | | | | | |

lavoro:

**PROGETTO DI POTENZIAMENTO DELLA CABINA PRIMARIA
DI ENEL DISTRIBUZIONE S.p.A. IN LOCALITA' TRESIGALLO**

luogo:

**PROVINCIA DI FERRARA
Località Tresigallo – Comune Tresignana (FE)**

data:

Maggio 2025

contenuto:

**RELAZIONE GEOTECNICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE DEI MANUFATTI
AFFERENTI AL POTENZIAMENTO DELLA CABINA PRIMARIA**

committente:

**Brulli Service Srl Unipersonale
Via Meuccio Ruini, 2
42124- Reggio Emilia (RE)**

tecnico:

PROGETTO STRUTTURE
**PAOLO DELMONTE Ingegnere
Via D.F. Cecati,13/B
42123 Reggio Emilia (RE)**



Elaborato **5-RG**

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 3 |
| 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA | 3 |
| 2.1 MANUFATTO 1A – TRASFORMATORE DI CORRENTE | 5 |
| 2.2 MANUFATTO 1B – TRASFORMATORE DI TENSIONE CAPACITIVO | 5 |
| 2.3 MANUFATTO 2 - TERMINALE CAVO E SCARICATORE DI TENSIONE | 5 |
| 2.4 MANUFATTO 3 – INTERRUTTORE TRIPOLARE | 6 |
| 2.5 MANUFATTO 4 – SEZIONATORE ORIZZONTALE CON LAME DI TERRA | 6 |
| 2.6 MANUFATTO 4A – SEZIONATORE CONGIUNTORE | 6 |
| 2.7 MANUFATTO 5A – PALO ILLUMINAZIONE | 6 |
| 3. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO | 6 |
| 4. VERIFICHE GEOTECNICHE | 7 |
| 4.1 MANUFATTO 1A – TRASFORMATORE DI CORRENTE | 8 |
| 4.2 MANUFATTO 1B – TRASFORMATORE DI TENSIONE CAPACITIVO | 11 |
| 4.3 MANUFATTO 2 - TERMINALE CAVO E SCARICATORE DI TENSIONE | 15 |
| 4.4 MANUFATTO 3 – INTERRUTTORE TRIPOLARE | 18 |
| 4.5 MANUFATTO 4 – SEZIONATORE ORIZZONTALE CON LAME DI TERRA | 21 |
| 4.6 MANUFATTO 4A – SEZIONATORE CONGIUNTORE | 24 |
| 4.7 MANUFATTO 5A - PALO ILLUMINAZIONE | 28 |

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il quadro normativo tecnico, assunto quale riferimento cogente nello sviluppo della progettazione strutturale è il seguente:

- <1> D.P.R. n. 380 06/06/2001 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia"
- <2> D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"
- <3> Circolare n. 7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018"
- <4> UNI EN 206-1: 2006 "Classi di esposizione ambientale per il calcestruzzo"

Nel progetto in esame non è stato fatto uso di norme o documenti tecnici ad integrazione del quadro normativo assunto quale cogente.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le fondazioni delle seguenti opere:

1. Manuf. 1A Trasformatore di Corrente
2. Manuf. 1B Trasformatore di Tensione Capacitivo
3. Manuf. 2 Terminale cavo e scaricatore di tensione
4. Manuf. 3 Interruttore Tipolare
5. Manuf. 4 Sezionatore Orizzontale con lame di terra
6. Manuf. 4A Sezionatore Congiuntore
7. Manuf. 5A Palo illuminazione

Tali opere sono afferenti al potenziamento della cabina primaria in località Tresigallo, in Comune di Tresignana (FE), alla quota topografica di 1 m s.l.m..



Figura 1 UBICAZIONE

La struttura sarà progettata con i criteri e le prescrizioni di cui al DM 17/01/2018 e i calcoli di verifica saranno condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I carichi applicati alle parti in elevazione sono stati forniti da Brulli Trasmissione Srl sotto forma di Diagrammi di carico (vedi allegato TRS-200-A n° 508411A).

Carichi sismici (punto 3.2 della <2>)

L'opera è realizzata in area posta in comune di Tresignana (FE), a 1.00 m. s.l.m., in zona sismica 3.

Le coordinate rappresentative dell'area sono:

Latitudine 44°8275 N

Longitudine 11°8962 E

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in ragione delle caratteristiche dell'opera, si assume:

V_N = vita nominale 50 anni (opere ordinarie)

Classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti)

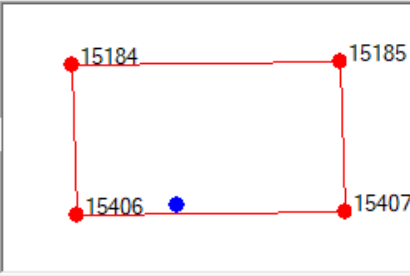
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$

Dalla zonazione sismica si hanno i seguenti dati:

Par.3.2 DM 14/1/2008

☒ Reticolo
☐ Isole
☒ Interpolaz. con media pond. (DM '08)
☐ Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) 11.8962 Lat (°) 44.8275



SLE

SLO

☒ Auto PVR= 81 % TR= 60 anni
☒ Auto ag/g = 0.0431 Fo= 2.5446 Tc*= 0.2841 s

SLD

☒ Auto PVR= 63 % TR= 101 anni
☒ Auto ag/g = 0.0533 Fo= 2.5337 Tc*= 0.296 s

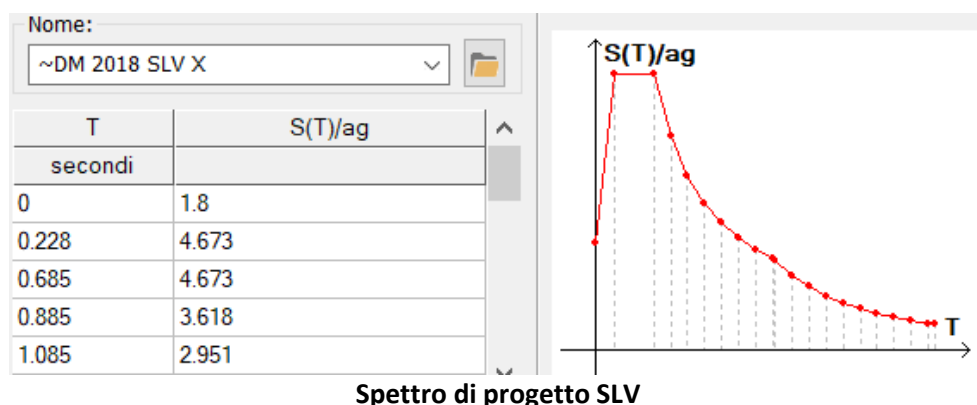
SLU

SLV

☒ Auto PVR= 10 % TR= 949 anni
☒ Auto ag/g = 0.1296 Fo= 2.5963 Tc*= 0.3007 s

☐ SLC

☒ Auto PVR= 5 % TR= 1950 anni
☒ Auto ag/g = 0.1654 Fo= 2.5815 Tc*= 0.31 s



Per il progetto in esame è definita una categoria di suolo D, e una categoria topografica T1 a cui corrispondono i seguenti coefficienti:

- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S=1.800$;
- coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1.000$.

2.1 MANUFATTO 1A – TRASFORMATORE DI CORRENTE

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati tre piedritti tubolari $\varnothing 219.1$ spessore 5.9mm, che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 600cm per 150cm, e spessore pari a 60cm. La quota d'intradosso della fondazione è fissata a -80cm dal piano campagna. La quota d'imposta di -100cm dal piano campagna è raggiunta previa stesura di uno strato di magrone di 20cm.

2.2 MANUFATTO 1B – TRASFORMATORE DI TENSIONE CAPACITIVO

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati tre piedritti che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 600cm per 150cm, e spessore pari a 60cm. La quota d'intradosso della fondazione è fissata a -80cm dal piano campagna. La quota d'imposta di -100cm dal piano campagna è raggiunta previa stesura di uno strato di magrone di 20cm.

2.3 MANUFATTO 2 - TERMINALE CAVO E SCARICATORE DI TENSIONE

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati tre piedritti verticali che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 650cm per 250cm, e spessore pari a 30cm. La quota d'imposta della fondazione è fissata a -230cm dal piano campagna.

2.4 MANUFATTO 3 – INTERRUTTORE TRIPOLARE

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati tre piedritti reticolari, che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 620cm per 250cm, e spessore pari a 30cm. La quota d'intradosso della fondazione è fissata a -30cm dal piano campagna. La quota d'imposta di -100cm dal piano campagna è raggiunta previa stesura di uno strato di magrone di 70cm.

2.5 MANUFATTO 4 – SEZIONATORE ORIZZONTALE CON LAME DI TERRA

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati tre piedritti verticali che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 480cm per 200cm, e spessore pari a 40cm. La quota d'intradosso della fondazione è fissata a -40cm dal piano campagna. La quota d'imposta di -100cm dal piano campagna è raggiunta previa stesura di uno strato di magrone di 60cm.

2.6 MANUFATTO 4A – SEZIONATORE CONGIUNTORE

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale sono fissati due piedritti verticali che sostengono le apparecchiature. La soletta ha pianta rettangolare di lati pari a 500cm per 280cm, e spessore pari a 40cm. La quota d'intradosso della fondazione è fissata a -40cm dal piano campagna. La quota d'imposta di -100cm dal piano campagna è raggiunta previa stesura di uno strato di magrone di 60cm.

2.7 MANUFATTO 5A – PALO ILLUMINAZIONE

Trattasi di nuova realizzazione di fondazione in cemento armato alla quale è fissato un palo d'illuminazione. Il plinto ha base rettangolare di lati 120cm e 190cm e altezza complessiva di 150cm. La quota d'imposta del plinto è fissata a -1.50m dal piano campagna.

3. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

L'indagine geognostica di campagna è stata eseguita dal Dott. Geol. Fausto Campioli. Si è proceduto all'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte a -20m dalla superficie, unitamente ad una prova geofisica superficiale MASW e un test HVSR per la classificazione sismica.

Sotto il profilo geologico il terreno indagato è costituito da argilla e limo, con uno strato di sabbia e sabbia limosa intercalato tra -2.5 e -3.5 m di profondità. L'unica anomalia è rappresentata da un altro strato di sabbia, intercettato solo da CPT 1 tra - 7.0 e - 9.5 m dal piano campagna. Il tetto della prima falda, rilevato nei fori di sondaggio, si è attestato intorno a - 1.3 m dalla superficie.

Il geologo fissa a -1.00 m dal piano campagna la quota d'imposta delle nuove fondazioni così da sfruttare per quanto possibile le prestazioni dell'argilla sovraconsolidata ed evitare scavi in soggezione di falda.

Il geologo dichiara un rischio liquefazione da basso a nullo.

Per il progetto in esame è definita una categoria di suolo D, e una categoria topografica T1 a cui corrispondono i seguenti coefficienti:

- | | |
|--|---------------|
| - coefficiente di amplificazione stratigrafica | $S_s=1.800$; |
| - coefficiente di amplificazione topografica | $S_T=1.000$. |

Considerate le geometrie degli appoggi e le caratteristiche dei terreni indagati, si conviene di attribuire al volume significativo del terreno coinvolto i seguenti parametri geomeccanici caratteristici, risultanti dall'elaborazione statistica dei dati tra -1 e -10 m:

$$\phi' = 20^\circ$$

$$c' = 5 \text{ KPa}$$

$$c_u = 43 \text{ KPa}$$

$$\text{modulo } E = 5 \div 10 \text{ MPa}$$

$$\text{rapporto di Poisson } \nu = 0.2$$

$$\text{peso di volume } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

4. VERIFICHE GEOTECNICHE

Sono indagati i seguenti Stati limite per le strutture in c.a. di fondazione:

SLU di tipo geotecnico:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO) (A1+M1+R3) approccio 2
- Collasso per scorrimento sul piano di posa EQU sisma
- Collasso per ribaltamento (A1+M1+R3) approccio 2

SLE

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], $E_d \leq C_d$, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3 delle <2>, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Nell'analisi devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari. (§C.6.4.2.2).

In ambito sismico, le NTC richiedono anche per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in tab. 7.11.II.

Poiché nel caso in studio lo spettro elastico SLD è inferiore a quello SLV, anche le sollecitazioni di taglio e flettenti sono inferiori a quelle già riportate in verifica per gli SLV. Per tale ragione si procede alle sole verifiche in SLE associate alle condizioni statiche.

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

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

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_Y | γ_Y | 1,0 | 1,0 |

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

| Verifica | Coefficiente parziale γ_R |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| Carico limite | 2.3 |
| Scorrimento | 1.1 |
| Resistenza sulle superfici laterali | 1.3 |

4.1 MANUFATTO 1A – TRASFORMATORE DI CORRENTE

■ caratteristiche geometriche soletta

Trattasi di soletta di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B= 1.50 \text{ m}$$

$$L=6.00 \text{ m}$$

$$D=-1.00 \text{ m (quota imposta fondazione)}$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO STATICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione statica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{STAB}=0.9 \cdot (13500+960+2832+176 \cdot 3+446 \cdot 3+3 \cdot 3) \cdot 0.75=12938 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB}=1.5 \cdot (3 \cdot 36 \cdot 2.225+3 \cdot 57 \cdot 4.775+3 \cdot 4 \cdot 5.9)=1691 \text{ daNm}$$

$$F_s=M_{STAB}/M_{RIB}=12938/1691=7.65>1$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO SISMICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione sismica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{STAB}=(13500+960+2832+176 \cdot 3+446 \cdot 3+3 \cdot 3)(1-0.044) \cdot 0.75=13743 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB}=61 \cdot 3 \cdot 2.225+344 \cdot 3 \cdot 4.775+3 \cdot 3 \cdot 5.9+29 \cdot 3 \cdot 3.65=5706 \text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1)=a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0=0.1296 \cdot g \cdot 1.8 \cdot 1/1 \cdot 2.5963=0.606 \cdot g$$

e

$$k_v=0.50 \cdot (0.1296 \cdot 1.80 \cdot 0.38)=0.044$$

$$F_s=M_{STAB}/M_{RIB}=13743/5706=2.41>1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=61*3+344*3*+3*3+29*3=1311 \text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=(13500+960+2832+176*3+446*3+3*3)*(1-0.044)=18324 \text{ daN}$$

$$F_s=N*\text{tg } \varphi/T=18324*\text{tg } 20^\circ/1311=5.09>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=c'N_c s_c d_{c i c} b_{c g c}+q'N_q s_q d_{q i q} b_{q g q}+1/2\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i \gamma} b_\gamma g_\gamma$$

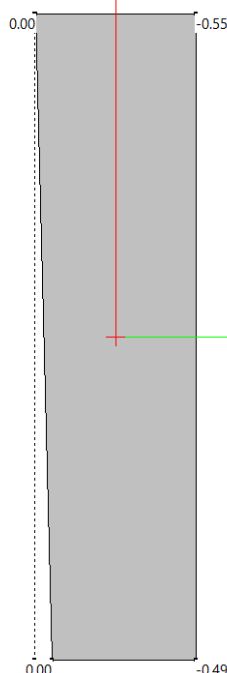
$$\text{condizioni non drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=(2+\pi)c_u s_c d_{c i c} b_{c g c}+q$$

condizioni sismiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=c'N_c s_c d_{c i c} b_{c g c}+q'N_q s_q d_{q i q} b_{q g q}+1/2\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i \gamma} b_\gamma g_\gamma K_{hk}$$

Dall'analisi pseudo-statica della struttura, nell'involuppo *~SL08 GEO* si ricava una pressione massima al suolo valutata nella misura di 0.55 daN/cm².

Plinto: 150x600x60
M13 + F3 x H = 234169.35 daNcm M12 + F2 x H = 609764.47 daNcm N = -22012.23 daN
Coordinate Asse Neutro: Pt1(-59.0886 cm, -300 cm) - Pt2(-74.1696 cm, 300 cm)
Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



| Verifica portanza plinti | | | | | | | | |
|---|------|----------|--------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Generale Verifica Comandi e visualizzazione | | | | | | | | |
| | n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax |
| | | daN | daNcm | daNcm | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² |
| <input type="checkbox"/> | 3555 | -2087... | 531133 | 0 | 1310.52 | 0 | -0.506518 | 0 |
| <input type="checkbox"/> | 3555 | -2160... | 0 | -537733 | 0 | -1310.52 | -0.308565 | -0.171595 |
| <input type="checkbox"/> | 3555 | -2036... | 0 | 578053 | 0 | 1382.52 | -0.299732 | -0.152842 |
| <input type="checkbox"/> | 3555 | -2052... | 0 | -537733 | 0 | -1310.... | -0.296565 | -0.159595 |
| <input type="checkbox"/> | 3555 | -2033... | 0 | 578053 | 0 | 1382.52 | -0.299399 | -0.152509 |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3555 | -2201... | 531133 | 206260 | 1310.52 | 465.155 | -0.545... | 0 |

Mostra verifiche
☒ Peggiori ☐ Peggiori per ogni nodo ☐ Non soddisfatte ☐ Tutte
 Lista Chiudi
 Esegui verifiche

| | | | | | | | |
|-------------------------------------|------------|------------|--------------|-------------------|------|-------------------|--------|
| | | | H MAGRONE | | 0.20 | | |
| 1a-TRASFORMATORE DI CORRENTE | | | H PLINTO (m) | | 0.60 | | |
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | | |
| Magrone | 1.80 | 2400 | 4320 | 1.3 | 1.00 | | |
| | | | | | | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI | |
| N (daN)=F1 | 33925 | 20872 | 19961 | | | a _g | 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 0 | 5311 | 5311 | | | F ₀ | 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 735 | 0 | 2063 | | | Cat. | D |
| T2=TB (daN) | 0 | 1311 | 1311 | | | S _S | 1.800 |
| T3=TL (daN) | 226 | 0 | 465 | | | S _T | 1.000 |
| MB (daNm) | 0 | 6360 | 6360 | per verifiche geo | | q | 1.00 |
| ML (daNm) | 916 | 0 | 2435 | per verifiche geo | | | |
| N (daN) | 39541 | 25192 | 24281 | | | β _s | 0.240 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | | |
| pressione agente | 0.44 | 0.42 | 0.43 | daN/cm2 | | | |
| qlim - d,stat | 0.98 | 0.86 | 0.85 | daN/cm2 | | | |
| qlim - nd,stat | 1.32 | 1.33 | 1.33 | daN/cm2 | | | |
| qlim - d,sism | 0.81 | 0.75 | 0.75 | daN/cm2 | | | |
| Coeff di verifica | 0.54 | 0.56 | 0.57 | | 0.57 | | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 50 \text{ daN/cm}^2$, $\nu = 0,2$, $I_w = 1.36$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $B/L = 0.25$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

$q = N_{SLE}/(B \cdot L) = (24772)/(150 \cdot 600) = 0.28 \text{ daN/cm}^2$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 0.28 \cdot 150 \cdot (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 1.36 = 1.09 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 207300 / (150^2 \cdot 600) \cdot 3.6 = 0.00106$$

con

$$M = M_{\text{testa plinto-SLO}} + T_{\text{SLO}} \cdot (H_{\text{plinto}} + H_{\text{magrone}}) = 1731 + 427 \cdot (0.6 + 0.2) = 2073 \text{ daNm}$$

$$I_\theta = 3.6$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0.00106 \cdot 150 = 0.16 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 1.25 cm.

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

4.2 MANUFATTO 1B – TRASFORMATORE DI TENSIONE CAPACITIVO

■ caratteristiche geometriche soletta

Trattasi di soletta di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$D = -1.00 \text{ m (profondità imposta fondazione)}$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO STATICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione statica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{\text{STAB}} = 0.9 \cdot (13500 + 960 + 2832 + 157 \cdot 3 + 441 \cdot 3 + 5 \cdot 3) \cdot 0.75 = 12893 \text{ daNm}$$

$$M_{\text{RIB}} = 1.5 \cdot (3 \cdot 28 \cdot 1.925 + 3 \cdot 56 \cdot 4.205 + 3 \cdot 7 \cdot 5.44) = 1474 \text{ daNm}$$

$$F_s = M_{\text{STAB}} / M_{\text{RIB}} = 12893 / 1474 = 8.75 > 1$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO SISMICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione sismica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{\text{STAB}} = (13500 + 960 + 2832 + 157 \cdot 3 + 441 \cdot 3 + 5 \cdot 3) \cdot (1 - 0.044) \cdot 0.75 = 13695 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB}=49*3*1.925+337*3*4.205+5*3*5.44+24*3*3.05=4835 \text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1)=a_g*S*1/q*F_0=0.1296*g*1.8*1/1*2.5963=0.606*g$$

e

$$k_v=0.50*(0.1296*1.80*0.38)=0.044$$

$$F_s=M_{STAB}/M_{RIB}=13695/4835=2.83>1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=49*3+337*3+5*3+24*3=1245 \text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=(13500+960+2832+157*3+441*3+5*3)*(1-0.044)=18261 \text{ daN}$$

$$F_s=N*\text{tg } \varphi/T=18261*\text{tg}20^\circ/1245=5.34>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{lim}=c'N_c s_c d_{cic} b_c g_c + q'N_q s_q d_{qiq} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i_\gamma} b_\gamma g_\gamma$$

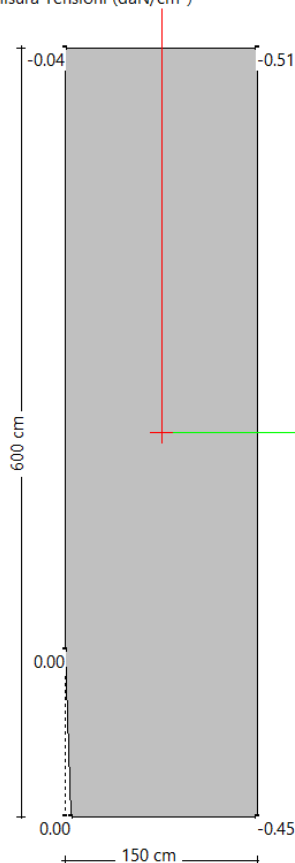
$$\text{condizioni non drenate} \rightarrow q_{lim}=(2+\pi)c_u s_c d_{cic} b_c g_c + q$$

condizioni sismiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{lim}=c'N_c s_c d_{cic} b_c g_c + q'N_q s_q d_{qiq} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i_\gamma} b_\gamma g_\gamma K_{hk}$$

Dall'analisi pseudo-statica della struttura, nell'involuppo *~SL08 GEO* si ricava una pressione massima al suolo valutata nella misura di 0.51 daN/cm².

Plinto: 150x600x60
M13 + F3 x H = 242231.88 daNcm M12 + F2 x H = 521399.62 daNcm N = -22235.19 daN
Coordinate Asse Neutro: Pt1(-71.2267 cm, -300 cm) - Pt2(-75 cm, -170.167 cm)
Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



| Verifica portanza plinti | | | | | | | |
|--|----------|---------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------|
| Verifica | | | | | | | |
| n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax |
| daN | daNcm | daNcm | daNcm | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² |
| <input type="checkbox"/> 3555 | -2109... | 446689 | 0 | 1245.18 | 0 | -0.466124 | -0.0026... |
| <input type="checkbox"/> 3555 | -2079... | 0 | -453289 | 0 | -1245.... | -0.289704 | -0.172371 |
| <input type="checkbox"/> 3555 | -2220... | 0 | 524221 | 0 | 1383.18 | -0.314192 | -0.179256 |
| <input type="checkbox"/> 3555 | -2112... | 0 | 524221 | 0 | 1383.18 | -0.302192 | -0.167256 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 3555 | -2223... | 446689 | 211539 | 1245.18 | 511.555 | -0.505... | 0 |
| <input type="checkbox"/> 3555 | -2223... | 446689 | -140607 | 1245.18 | -373.555 | -0.496905 | 0 |

Mostra verifiche
☒ Peggiori ☐ Peggiori per ogni nodo ☐ Non soddisfatte ☐ Tutte
Lista Chiudi
Esegui verifiche

| TRASFORMATORE DI TENSIONE | | | H PLINTO (m) | 0.60 | | |
|---------------------------|------------|------------|--------------|-------------------|------|-----------------------|
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | |
| Magrone | 0.00 | 2400 | 0 | 1.3 | 1.00 | |
| | | | | | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI |
| N (daN)=F1 | 33636 | 22235 | 20763 | | | a _g 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 0 | 4467 | 4467 | | | F ₀ 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 456 | 2115 | 1406 | | | Cat. D |
| T2=TB (daN) | 0 | 1245 | 1245 | | | S _s 1.800 |
| T3=TL (daN) | 177 | 512 | 374 | | | S _T 1.000 |
| MB (daNm) | 0 | 5214 | 5214 | per verifiche geo | | q 1.00 |
| ML (daNm) | 562 | 2422 | 1630 | per verifiche geo | | |
| N (daN) | 33636 | 22235 | 20763 | | | β _s 0.240 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | |
| pressione agente | 0.38 | 0.37 | 0.36 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,stat | 0.98 | 0.90 | 0.85 | daN/cm2 | | |
| qlim - nd,stat | 1.32 | 1.40 | 1.33 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,sism | 0.81 | 0.79 | 0.75 | daN/cm2 | | |
| Coeff di verifica | 0.46 | 0.47 | 0.48 | | 0.48 | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di E' = 50 daN/cm², ν = 0,2, I_w = 1.36 (valore associabile ad una fondazione rigida avente B/L = 0.25; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

q = N_{SLE}/(B*L)=(24995)/(150*600)=0.28 daN/cm², si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w = 0.28 \cdot 150 \cdot (1-0.2^2)/50 \cdot 1.36 = 1.09 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1-0.2^2)/50 \cdot 178100/(150^2 \cdot 600) \cdot 3.6 = 0.00091$$

con

$$M = M_{\text{testa plinto-SLO}} + T_{\text{SLO}} \cdot (H_{\text{plinto}} + H_{\text{magrone}}) = 1456 + 406 \cdot (0.6 + 0.2) = 1781 \text{ daNm}$$

$$I_\theta = 3.6$$

a cui corrisponde un cedimento pari a s = tanθ*B= 0.00091*150=0.14 cm

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

- caratteristiche geometriche soletta

 $B = 2.50 \text{ m}$ $l = 6.50 \text{ m}$

D=-2.30 m (profondità piano di posa fondazione)

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni drenate

$$\rightarrow q_{lim} = c' N_c s_c d_{c i} b_{c g c} + q' N_q s_q d_{q i} b_{q g q} + 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma i} b_{\gamma g \gamma}$$

condizioni non drenate

$$\rightarrow q_{\text{lim}} = (2 + \pi) c_u s_c d_i b_{c_i} g_c + q$$

condizioni sismiche

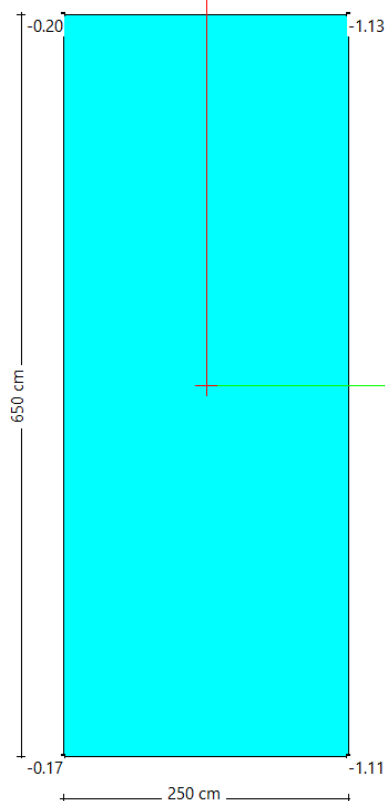
condizioni drenate

$$\rightarrow q_{lim} = c' N_c s_c d_{cl} b_{cg} + q' N_q s_q d_{ql} b_{qg} + 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma l} b_{\gamma g} K_{hk}$$

 $\phi' = 20^\circ$ $c' = 5 \text{ KPa}$ $c_u = 43 \text{ KPa}$ $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$

15

Plinto: 250x650
 $M13 + F3 \times H = 195729.40 \text{ daNcm}$ $M12 + F2 \times H = 3162271.9 \text{ daNcm}$ $N = -106114.7 \text{ daN}$
 Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



| Verifica | | | | | | | | |
|--|----------|------------|------------|----------|-----------|-----------|------------|--|
| Comandi e visualizzazione | | | | | | | | |
| n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax | |
| daN | daNcm | daNcm | daN | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² | |
| <input type="checkbox"/> 6278 | -6663... | -2.1803... | -792990 | -1513... | 1499.79 | -0.779256 | -0.0408... | |
| <input type="checkbox"/> 6278 | -9314... | 3.02225... | 249722 | 25842.2 | 10130.6 | -1.03816 | -0.108279 | |
| <input type="checkbox"/> 6278 | -6663... | -614278 | -1.5171... | -4541.57 | -1265.... | -0.587686 | -0.232395 | |
| <input type="checkbox"/> 6278 | -104046 | 2.77426... | 401121 | 25329.2 | 10643.6 | -1.07715 | -0.203417 | |
| <input checked="" type="checkbox"/> 6278 | -106115 | 3.13643... | 185599 | 25842.2 | 10130.6 | -1.131... | -0.174852 | |
| <input type="checkbox"/> 6278 | -6810... | 2.71265... | 560941 | 25329.2 | 8294.45 | -0.855894 | 0 | |

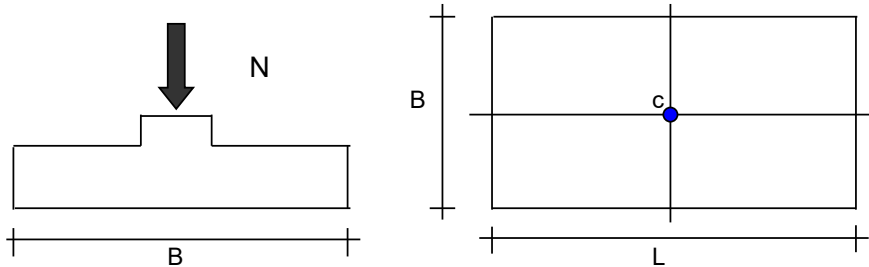
Mostra verifiche
☒ Peggiori ☐ Peggiori per ogni nodo ☐ Non soddisfatte ☐ Tutte

Lista Chiudi
 Esegui verifiche

| PLATEA TERMINALE CAVO E SCARICATORE | | | H CIABATTA PLINTO (m) | | 0.00 | | |
|-------------------------------------|------------|------------|-----------------------|-------------------|------|-------------------|--------|
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | | |
| Magrone | 0.00 | 2400 | 0 | 1.3 | 1.00 | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | | |
| N (daN)=F1 | 108105 | 105394 | 66632 | | | PARAMETRI SISMICI | |
| My=M12=MB (daNm) | 538 | 31622 | 30566 | | | a _g | 0.1296 |
| Mx=M13=ML (daNm) | 3081 | 891 | 207 | | | F ₀ | 2.596 |
| T2=TB=Rx (daN) | 308 | 25842 | 25842 | | | Cat. | D |
| T3=TL=Ry (daN) | 5448 | 9717 | 7367 | | | S _s | 1.800 |
| MB (daNm) | 538 | 31622 | 30566 | per verifiche geo | | S _T | 1.000 |
| ML (daNm) | 3081 | 891 | 207 | per verifiche geo | | q | 1.00 |
| N (daN) | 108105 | 105394 | 66632 | | | β _s | 0.240 |
| | STATICA | SISMICA | SISMICA | | | | |
| RISULTATI | | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | | |
| pressione agente | 0.67 | 0.86 | 0.65 | daN/cm2 | | | |
| qlim - d,stat | 1.58 | 0.99 | 0.71 | daN/cm2 | | | |
| qlim - nd,stat | 1.48 | 1.24 | 1.21 | daN/cm2 | | | |
| qlim - d,sism | 1.34 | 0.88 | 0.65 | daN/cm2 | | | |
| Coeff di verifica | 0.50 | 0.97 | 1.00 | | 1.00 | | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | | |

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE**LAVORO:**

TERMINALE CAVO CON SCARICATORE

**Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

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

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

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

B = 2.50 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 6.50 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 739 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 45.49 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

| Strato | Litologia | Spessore | da z _i | a z _{i+1} | Δz _i | E | ν | δc _i |
|--------|------------------------|----------|-------------------|--------------------|-----------------|----------------------|------|-----------------|
| (-) | (-) | (m) | (m) | (m) | (m) | (kN/m ²) | (-) | (cm) |
| 1 | sabbia e sabbia limosa | 1.20 | 0.0 | 1.2 | 0.2 | 5000 | 0.20 | 0.75 |
| 2 | argille tenere | 16.50 | 1.2 | 17.7 | 0.2 | 2500 | 0.25 | 3.99 |
| - | | | 0.0 | 0.0 | | | | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | | | | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | | | | - |
| - | | | 0.0 | 0.0 | | | | - |

$$\delta_{ctot} = 4.74 \text{ (cm)}$$

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

4.4 MANUFATTO 3 – INTERRUTTORE TRIPOLARE

■ caratteristiche geometriche soletta

Trattasi di soletta di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B= 2.50 \text{ m}$$

$$L=6.20 \text{ m}$$

$$D=-1.00 \text{ m (profondità intradosso di fondazione)}$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO STATICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione statica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{STAB}=0.9*(11625+743+630+15)*1.25=14639 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB}=1.5*(3*104*2.125+3*25*4.04+3*5*4.775+3*29*5.54+3*3*6.35)=2365 \text{ daNm}$$

$$F_s=M_{STAB}/M_{RIB}=14639/2365=6.19>1$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO SISMICA

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione sismica.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{STAB}=(11625+743+630+15)(1-0.044)*1.25=15550 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB}=264*2.125+567*4.775+12*6.35+54*3.25=3520 \text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1)=a_g*S*1/q*F_0=0.1296*g*1.8*1/1*2.5963=0.606*g$$

e

$$k_v=0.50*(0.1296*1.80*0.38)=0.044$$

$$F_s=M_{STAB}/M_{RIB}=15550/3520=4.42>1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=264+567+12+54=897 \text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=(11625+743+630+15)*(1-0.044)=12440 \text{ daN}$$

$$F_s=N*\text{tg } \varphi/T=12440*\text{tg } 20^\circ/897=5.04>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

condizioni drenate

$$\rightarrow q_{lim} = c' N_c s_c d_{c1c} b_c g_c + q' N_q s_q d_{q1q} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma1\gamma} b_\gamma g_\gamma$$

condizioni non drenate

$$\rightarrow q_{lim} = (2 + \pi) c_u s_c d_{c1c} b_c g_c + q$$

condizioni sismiche

condizioni drenate

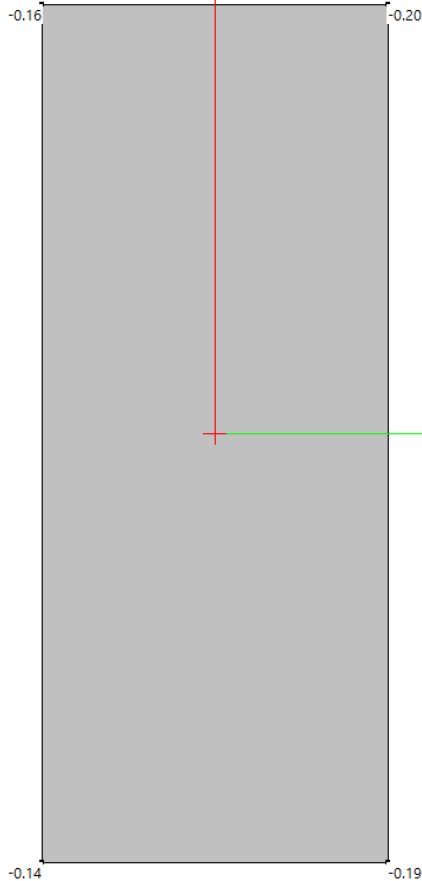
$$\rightarrow q_{lim} = c' N_c s_c d_{c1c} b_c g_c + q' N_q s_q d_{q1q} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma1\gamma} b_\gamma g_\gamma K_{hk}$$

Dall'analisi pseudo-statica della struttura, nell'involuppo *~SL08 GEO* si ricava una pressione massima al suolo valutata nella misura di 0.20 daN/cm².

Plinto: 250x620x40

M13 + F3 x H = 147108.75 daNcm M12 + F2 x H = 139666.95 daNcm N = -26794.50 daN

Unità di misura Tensioni (daN/cm²) Y=3



| Verifica portanza plinti | | | | | | | | |
|-------------------------------------|------|---------------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Generale | | Verifica | | | | | | |
| | | Comandi e visualizzazione | | | | | | |
| | n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax |
| | | daN | daNcm | daNcm | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² |
| <input type="checkbox"/> | 3049 | -13013 | -323368 | 0 | -905.4... | 0 | -0.138231 | -0.0296... |
| <input type="checkbox"/> | 3049 | -13013 | 323368 | 0 | 905.477 | 0 | -0.138231 | -0.0296... |
| <input type="checkbox"/> | 3049 | -1276... | 0 | -329968 | 0 | -905.4... | -0.104655 | -0.0600... |
| <input type="checkbox"/> | 3049 | -14933 | 0 | 401720 | 0 | 1049.48 | -0.123389 | -0.0692... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 3049 | -2679... | 126221 | 140629 | 448.2 | 216 | -0.203... | -0.142057 |
| <input type="checkbox"/> | 3049 | -1276... | -323368 | 175363 | -905.477 | 415.643 | -0.148361 | -0.016... |

Mostra verifiche
☒ Peggiori ☐ Peggiori per ogni nodo ☐ Non soddisfatte ☐ Tutte
 Lista Chiudi
 Esegui verifiche

| | | | | | | |
|-------------------------------|------------|------------|--------------|-------------------|------|-----------------------|
| | | | H MAGRONE | | 0.70 | |
| INTERRUTTORE TRIPOLARE | | | H PLINTO (m) | | 0.30 | |
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | |
| Magrone | 10.85 | 2400 | 26040 | 1.3 | 1.00 | |
| | | | | | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI |
| N (daN)=F1 | 26944 | 12765 | 26794 | | | a _g 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 0 | 3197 | 1262 | | | F ₀ 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 1827 | 1743 | 330 | | | Cat. D |
| T2=TB (daN) | 0 | 895 | 448 | | | S _s 1.800 |
| T3=TL (daN) | 567 | 413 | 0 | | | S _T 1.000 |
| MB (daNm) | 0 | 4092 | 1710 | per verifiche geo | | q 1.00 |
| ML (daNm) | 2394 | 2156 | 330 | per verifiche geo | | |
| N (daN) | 60796 | 38805 | 52834 | | | β _s 0.240 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | |
| pressione agente | 0.40 | 0.28 | 0.35 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,stat | 1.05 | 1.02 | 1.05 | daN/cm2 | | |
| qlim - nd,stat | 1.25 | 1.25 | 1.25 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,sism | 0.79 | 0.78 | 0.79 | daN/cm2 | | |
| Coeff di verifica | 0.50 | 0.36 | 0.44 | | 0.50 | |
| | | | | | | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 50 \text{ daN/cm}^2$, $\nu = 0,2$, $I_w = 0,88$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $B/L = 0,40$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

$q = N_{SLE}/(B \cdot L) = (19213)/(250 \cdot 620) = 0,12 \text{ daN/cm}^2$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 0,12 \cdot 250 \cdot (1 - 0,2^2) / 50 \cdot 0,88 = 0,51 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1 - 0,2^2) / 50 \cdot 157700 / (150^2 \cdot 600) \cdot 2,8 = 0,0006$$

con

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0,0006 \cdot 250 = 0,15 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 0,66 cm.

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

4.5 MANUFATTO 4 – SEZIONATORE ORIZZONTALE CON LAME DI TERRA

■ caratteristiche geometriche soletta

Trattasi di soletta di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$B = 2,00 \text{ m}$

$L = 4,80 \text{ m}$

$D = -1,00 \text{ m}$ (quota imposta fondazione)

VERIFICA DI RIBALTAMENTO

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{STAB} = (9600 + 313 \cdot 2 + 392 \cdot 9 + 8 \cdot 9) \cdot (1 - 0,044) \cdot 1,00 = 13208 \text{ daNm}$$

$$M_{RIB} = 90 \cdot 2 \cdot 1,725 + 267 \cdot 9 \cdot 3,975 + 7 \cdot 9 \cdot 4,90 + 197 \cdot 3,97 = 10953 \text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0 = 0,1296 \cdot g \cdot 1,8 \cdot 1/1 \cdot 2,5963 = 0,606 \cdot g$$

e

$$k_v = 0,50 \cdot (0,1296 \cdot 1,80 \cdot 0,38) = 0,044$$

$$F_s = M_{STAB}/M_{RIB} = 13208/10953 = 1,21 > 1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=90*2+267*9+7*9+197=2843 \text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=(9600+313*2+392*9+8*9)(1-0.044)=13208 \text{ daN}$$

$$F_s=N*\text{tg } \varphi/T=13208*\text{tg } 20^\circ/2843=1.69>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=c'N_cS_c d_{c1c} b_c g_c + q'N_q S_q d_{q1q} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma1\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

$$\text{condizioni non drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=(2+\pi)c_u S_c d_{c1c} b_c g_c + q$$

condizioni sismiche

$$\text{condizioni drenate} \rightarrow q_{\text{lim}}=c'N_c S_c d_{c1c} b_c g_c + q'N_q S_q d_{q1q} b_q g_q + 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma1\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} K_{hk}$$

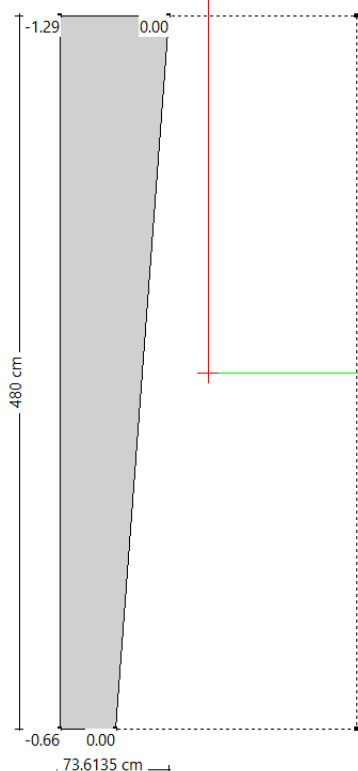
Dall'analisi pseudo-statica della struttura, nell'involuppo *~SL08 GEO* si ricava una pressione massima al suolo valutata nella misura di 1.29 daN/cm².

Plinto: 200x480x40

M13 + F3 x H = 672221.26 daNcm M12 + F2 x H = -1077138. daNcm N = -13428.59 daN

Coordinate Asse Neutro: Pt1(-62.3983 cm, -240 cm) - Pt2(-26.3865 cm, 240 cm)

Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



Verifica portanza plinti

GeneraleVerificaComandi e visualizzazione

| | n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax | |
|-------------------------------------|------|-----------|---------|------------|-----------|-----------|-----------|---------|--|
| | | daN | daNcm | daNcm | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² | |
| <input type="checkbox"/> | 2036 | -1342.... | -963458 | 359237 | -2841.... | 1008.6 | -1.13266 | 0 | |
| <input type="checkbox"/> | 2036 | -1622.... | 963458 | -43337.4 | 2841.99 | -306.596 | -0.684944 | 0 | |
| <input type="checkbox"/> | 2036 | -1427.... | 289037 | -968558 | 852.596 | -2841.... | -0.404557 | 0 | |
| <input type="checkbox"/> | 2036 | -1537.... | -289037 | 1.28446... | -852.596 | 3543.99 | -0.476025 | 0 | |
| <input checked="" type="checkbox"/> | 2036 | -1342.... | -963458 | 610037 | -2841.99 | 1554.6 | -1.287... | 0 | |
| <input type="checkbox"/> | 2036 | -1339.... | -963458 | -113537 | -2841.99 | -462.596 | -1.00885 | 0 | |

Mostra verifiche

☒ Peggiori☐ Peggiori per ogni nodo☐ Non soddisfatte☐ Tutte

ListaChiudi

Esegui verifiche

| | | | | | | |
|----------------------|------------|------------|--------------|-------------------|----------------|-------------------|
| 4-SEZIONATORE | | | H MAGRONE | | 0.60 | |
| | | | H PLINTO (m) | | 0.40 | |
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | |
| Magrone | 5.76 | 2400 | 13824 | 1.3 | 1.00 | |
| | | | | | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI |
| N (daN)=F1 | 29412 | 13459 | 13429 | | a _g | 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 1156 | 9635 | 9635 | | F ₀ | 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 2106 | 1135 | 6100 | | Cat. | D |
| T2=TB (daN) | 337 | 2842 | 2842 | | S _s | 1.800 |
| T3=TL (daN) | 468 | 463 | 1555 | | S _T | 1.000 |
| MB (daNm) | 1493 | 12477 | 12477 | per verifiche geo | q | 1.00 |
| ML (daNm) | 2574 | 1598 | 7655 | per verifiche geo | | |
| N (daN) | 47383 | 27283 | 27253 | | β _s | 0.240 |
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | |
| pressione agente | 0.52 | 0.54 | 0.59 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,stat | 1.02 | 0.83 | 0.83 | daN/cm2 | | |
| qlim - nd,stat | 1.29 | 1.36 | 1.36 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,sism | 0.82 | 0.73 | 0.73 | daN/cm2 | | |
| Coeff di verifica | 0.64 | 0.74 | 0.81 | | 0.81 | |
| | | | | | | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 50 \text{ daN/cm}^2$, $\nu = 0,2$, $I_w = 1.2$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $B/L = 0.42$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

$q = N_{SLE}/(B \cdot L) = (20944)/(200 \cdot 480) = 0.22 \text{ daN/cm}^2$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 0.22 \cdot 200 \cdot (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 1.2 = 1.01 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 35100 / (200^2 \cdot 480) \cdot 2.6 = 0.0048$$

con

$$M = M_{\text{testa plinto-SLO}} + T_{\text{SLO}} \cdot (H_{\text{plinto}} + H_{\text{magrone}}) = 3140 + 926 \cdot 0.4 = 3510 \text{ daNm}$$

$$I_\theta = 2.6$$

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0.0048 \cdot 200 = 0.96 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 1.97 cm.

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

4.6 MANUFATTO 4A – SEZIONATORE CONGIUNTORE

■ caratteristiche geometriche soletta

Trattasi di soletta di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B = 2.80 \text{ m}$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$D = 1.00 \text{ m (profondità intradosso di fondazione)}$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO

La verifica di ribaltamento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{\text{STAB}} = (14000 + 469 \cdot 2 + 392 \cdot 9 + 46 \cdot 9)(1 - 0.044) \cdot 1.40 = 25269 \text{ daNm}$$

$$M_{\text{RIB}} = 140 \cdot 2 \cdot 2.975 + 266 \cdot 9 \cdot 6.475 + 36 \cdot 9 \cdot 7.40 + 257 \cdot 5.55 = 20158 \text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0 = 0.1296 \cdot g \cdot 1.8 \cdot 1/1 \cdot 2.5963 = 0.606 \cdot g$$

e

$$k_v = 0.50 \cdot (0.1296 \cdot 1.80 \cdot 0.38) = 0.044$$

$$F_s = M_{\text{STAB}}/M_{\text{RIB}} = 25269/20158 = 1.25 > 1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione sismica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=140*2+266*9+36*9+257=3255 \text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=(14000+469*2+392*9+46*9)(1-0.044)=18049 \text{ daN}$$

$$F_s=N*\operatorname{tg} \varphi/T=18049*\operatorname{tg} 20^\circ/3255=2.02>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

A seguire si riportano le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO), della soletta di fondazione. Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

$$\text{condizioni drenate} \quad \rightarrow \quad q_{\text{lim}}=c'N_c s_c d_{c i c} b_{c g c}+q'N_q s_q d_{q i q} b_{q g q}+1/2\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i \gamma} b_{\gamma g \gamma}$$

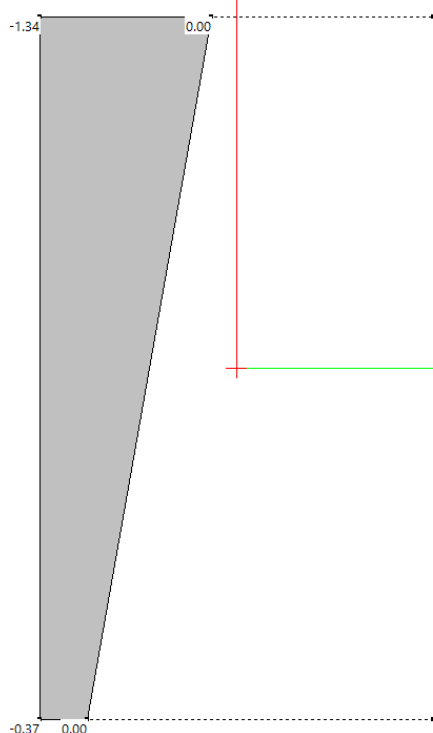
$$\text{condizioni non drenate} \quad \rightarrow \quad q_{\text{lim}}=(2+\pi)c_u s_c d_{c i c} b_{c g c}+q$$

condizioni sismiche

$$\text{condizioni drenate} \quad \rightarrow \quad q_{\text{lim}}=c'N_c s_c d_{c i c} b_{c g c}+q'N_q s_q d_{q i q} b_{q g q}+1/2\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma i \gamma} b_{\gamma g \gamma} K_{hk}$$

Dall'analisi pseudo-statica della struttura, nell'involuppo *~SL08 GEO* si ricava una pressione massima al suolo valutata nella misura di 1.34 daN/cm².

Plinto: 280x500x40
M13 + F3 x H = 1581464.8 daNcm M12 + F2 x H = -2013349, daNcm N = -18474.97 daN
Coordinate Asse Neutro: Pt1(-106.431 cm, -250 cm) - Pt2(-17.784 cm, 250 cm)
Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



| Verifica portanza plinti | | | | | | | |
|--|----------|------------|------------|---------------------------|----------|-----------|-------|
| Generale | | Verifica | | Comandi e visualizzazione | | | |
| n° | F1f | M12f | M13f | F2f | F3f | STMin | STMax |
| daN | daNcm | daNcm | daN | daN | daN/cm² | daN/cm² | |
| <input type="checkbox"/> 2036 | -2115... | -1.8832... | -53982.4 | -3251.86 | -245.559 | -0.640627 | 0 |
| <input type="checkbox"/> 2036 | -18445 | 1.88327... | 973782 | 3251.86 | 1559.56 | -1.11618 | 0 |
| <input type="checkbox"/> 2036 | -20155 | 564982 | -1.8883... | 975.559 | -3251.86 | -0.44072 | 0 |
| <input type="checkbox"/> 2036 | -1944... | -564982 | 2.80817... | -975.559 | 4565.86 | -0.670814 | 0 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 2036 | -18475 | -1.8832... | 1.48988... | -3251.86 | 2289.56 | -1.3436 | 0 |
| <input type="checkbox"/> 2036 | -18445 | -1.8832... | -258382 | -3251.86 | -537.559 | -0.872491 | 0 |
| Mostra verifiche | | | | | | | |
| <input checked="" type="radio"/> Peggiori <input type="radio"/> Peggiori per ogni nodo <input type="radio"/> Non soddisfatte <input type="radio"/> Tutte | | | | | | | |
| <input type="button" value="Lista"/> <input type="button" value="Chiudi"/> <input type="button" value="Esegui verifiche"/> | | | | | | | |

| | | | | | | |
|----------------------------|------------|--------------|------------|-------------------|------|-----------------------|
| SEZIONATORE CONGIUNTORE 4A | | H MAGRONE | | 0.60 | | |
| | | H PLINTO (m) | | 0.40 | | |
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | |
| Magrone | 8.40 | 2400 | 20160 | 1.3 | 1.00 | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI |
| N (daN)=F1 | 34993 | 18475 | 21126 | | | a _g 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 4407 | 18833 | 18833 | | | F ₀ 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 9198 | 14899 | 5701 | | | Cat. D |
| T2=TB (daN) | 732 | 3252 | 3252 | | | S _s 1.800 |
| T3=TL (daN) | 1314 | 976 | 976 | | | S _T 1.000 |
| MB (daNm) | 5139 | 22085 | 22085 | per verifiche geo | | q 1.00 |
| ML (daNm) | 10512 | 15875 | 6677 | per verifiche geo | | |
| N (daN) | 61201 | 38635 | 41286 | | | β _s 0.240 |
| | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | |
| pressione agente | 0.50 | 0.56 | 0.51 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,stat | 1.07 | 0.89 | 0.89 | daN/cm2 | | |
| qlim - nd,stat | 1.27 | 1.28 | 1.27 | daN/cm2 | | |
| qlim - d,sism | 0.81 | 0.74 | 0.74 | daN/cm2 | | |
| Coeff di verifica | 0.61 | 0.75 | 0.69 | | 0.75 | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidezza.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;

M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);

B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;

L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di E' = 50 daN/cm², ν = 0,2, I_w = 0.8 (valore associabile ad una fondazione rigida avente B/L = 0.56; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

q = N_{SLE}/(B*L)=(25286)/(280*500)=0.18 daN/cm², si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w = 0.18 \cdot 280 \cdot (1-0.2^2) / 50 \cdot 0.8 = 0.77 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1-0.2^2) / 50 \cdot 522200 / (280^2 \cdot 500) \cdot 3.4 = 0.00087$$

con

a cui corrisponde un cedimento pari a s = tanθ*B= 0.00087*280=0.24 cm

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 1.01 cm.

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

4.7 MANUFATTO 5A - PALO ILLUMINAZIONE

■ caratteristiche geometriche plinto 120x190x150

Trattasi di plinto di fondazione avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B=1.20\text{ m}$$

$$L=1.90\text{ m}$$

$$D=1.50\text{ m (profondità piano di posa fondazione)}$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO STATICA

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{\text{STAB}}=0.9 \cdot (8550+118+20 \cdot 2) \cdot 0.60=4702\text{ daNm}$$

$$M_{\text{RIB}}=1.5 \cdot (28 \cdot 2 \cdot 7.50+28 \cdot 6.00 \cdot 4.50)=1764\text{ daNm}$$

$$F_s=M_{\text{STAB}}/M_{\text{RIB}}=4702/1764=2.67>1$$

VERIFICA DI RIBALTAMENTO SISMICA

Rispetto al polo di rotazione, si conteggiano i seguenti momenti ribaltanti e stabilizzanti:

$$M_{\text{STAB}}=(8550+118+20 \cdot 2)(1-0.044) \cdot 0.60=4995\text{ daNm}$$

$$M_{\text{RIB}}=118 \cdot 0.606 \cdot 4.50+(20 \cdot 2) \cdot 0.606 \cdot 7.5=504\text{ daNm}$$

dove

$$S_d(T_1)=a_g \cdot S \cdot 1/q \cdot F_0=0.1296 \cdot g \cdot 1.8 \cdot 1/1 \cdot 2.5963=0.606 \cdot g$$

e

$$k_v=0.50 \cdot (0.1296 \cdot 1.80 \cdot 0.38)=0.044$$

$$F_s=M_{\text{STAB}}/M_{\text{RIB}}=4995/504=9.91>1$$

VERIFICA DI SCORRIMENTO

La verifica di scorrimento viene eseguita in condizione statica, in quanto risulta essere la combinazione più sfavorevole.

Carico orizzontale totale

$$T=1.5 \cdot (28 \cdot 2+28 \cdot 6.00)=336\text{ daN}$$

Carico verticale totale

$$N=0.9 \cdot (8550+118+20 \cdot 2)=7837\text{ daN}$$

$$F_s=N \cdot \tan \varphi / T=7837 \cdot \tan 20^\circ / 336=8.49>1.1$$

VERIFICA CARICO LIMITE

La verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno nella condizione di stato limite di tipo geotecnico, utilizzando i coefficienti parziali propri dell'Approccio 2.

Il calcolo del carico limite è stato svolto secondo la formula trinomia di Brich-Hansen (EC7 – EC8), tenendo in conto i coefficienti correttivi funzione della forma della fondazione, dell'inclinazione del carico, della profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano campagna e dell'inclinazione della base di fondazione. Tale formulazione è diversa a seconda che ci si trovi in condizioni drenate o non drenate e assume le seguenti espressioni:

condizioni statiche

$$\text{condizioni drenate} \quad \rightarrow \quad q_{\text{lim}}=c' N_c s_c d_{c1} b_{c1} g_c + q' N_q s_q d_{q1} b_{q1} g_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_{\gamma1} b_\gamma g_\gamma$$

$$\text{condizioni non drenate} \quad \rightarrow \quad q_{\text{lim}}=(2+\pi) c_u s_c d_{c1} b_{c1} g_c + q$$

condizioni sismiche

condizioni drenate

→

$$q_{lim} = c' N_c S_c d_{c,c} b_{c,g} + q' N_q S_q d_{q,i} b_{q,g} + 1/2 \gamma' B' N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma,i} b_{\gamma,g} K_{hk}$$

PARAMETRI GEOTECNICI

$$\phi' = 20^\circ$$

$$c' = 5 \text{ KPa}$$

$$c_u = 43 \text{ KPa}$$

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

Di seguito si riportano le reazioni vincolari, desunte dall'analisi statica equivalente della struttura in elevazione, nell'involuppo ~SL08 STR SLV e le condizioni di carico peggiorative verificate.

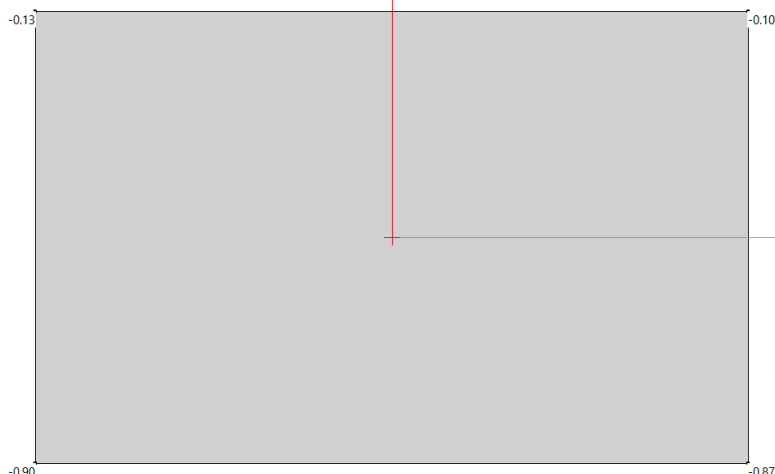
Valori massimi di reazione rilevati per
l'involuppo plinti: ~SL18 STR SLV

| Tipo | n°Node | F1f (daN) | F2f (daN) | F3f (daN) | Mtf (daNcm) | M13f (daNcm) | M12f (daNcm) |
|-----------------|-------------|---------------|--------------|--------------|-----------------|------------------|------------------|
| F1f min | 5840 | -11423 | -202 | 0 | 0 | -0 | -86386 |
| F1f max | 5840 | -8727 | 336 | 0 | -0 | -0 | 119814 |
| F2f min | 5840 | -8727 | -336 | 0 | 0 | -0 | -132186 |
| F2f max | 5840 | -11393 | 336 | 0 | -0 | -0 | 116264 |
| F3f min | 5840 | -11363 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -8686 |
| F3f max | 5840 | -11363 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -8686 |
| Mtf min | 5840 | -8727 | 336 | 0 | -0 | -0 | 119814 |
| Mtf max | 5840 | -11393 | -336 | 0 | 0 | -0 | -135736 |
| M13f min | 5840 | -11363 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -8686 |
| M13f max | 5840 | -11363 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -8686 |
| M12f min | 5840 | -11393 | -336 | 0 | 0 | -0 | -135736 |
| M12f max | 5840 | -8727 | 336 | 0 | -0 | -0 | 119814 |
| S1 min | 5840 | -11335 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -7706 |
| S1 max | 5840 | -8785 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -8216 |
| S2 min | 5840 | -11335 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -7706 |
| S2 max | 5840 | -8785 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -8216 |
| S3 min | 5840 | -11393 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -9736 |
| S3 max | 5840 | -8727 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -6186 |
| S4 min | 5840 | -11393 | 0 | -336 | 0 | -126000 | -9736 |
| S4 max | 5840 | -8727 | 0 | 336 | 0 | 126000 | -6186 |

Plinto: plinto 120x190x150

M13 + F3 x H = -176400.0 daNcm M12 + F2 x H = -9735.947 daNcm N = -11393.17 daN

Unità di misura Tensioni (daN/cm²)



| Verifica portanza plinti | | | | | | | |
|--|------------|---------------|---------------|------------|------------|------------------|------------------|
| Generale | | Verifica | | | | | |
| Comandi e visualizzazione | | | | | | | |
| n° | F1f daN | M12f daNcm | M13f daNcm | F2f daN | F3f daN | STMin daN/cm² | STMax daN/cm² |
| <input type="checkbox"/> 5840 | -1136... | -8685.95 | -126000 | 0 | -336 | -0.897257 | -0.0995... |
| <input type="checkbox"/> 5840 | -1136... | -8685.95 | 126000 | 0 | 336 | -0.897257 | -0.0995... |
| <input type="checkbox"/> 5840 | -8726... | -132186 | 0 | -336 | 0 | -0.635641 | -0.129863 |
| <input type="checkbox"/> 5840 | -1139... | 116264 | 0 | 336 | 0 | -0.730537 | -0.268864 |
| <input checked="" type="checkbox"/> 5840 | -1139... | -9735.95 | -126000 | 0 | -336 | -0.900... | -0.0993... |
| <input type="checkbox"/> 5840 | -8726... | -6186.11 | 126000 | 0 | 336 | -0.778264 | 0 |
| Mostra verifiche | | | | | | | |
| <input checked="" type="radio"/> Peggiori <input type="radio"/> Peggiori per ogni nodo <input type="radio"/> Non soddisfatte <input type="radio"/> Tutte | | | | | | | |
| <input type="button" value="Lista"/> <input type="button" value="Chiudi"/> <input type="button" value="Esegui verifiche"/> | | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---------------------------|------------|------------|--------------|-------------------|------|-------------------|--------|
| PALO ILLUMINAZIONE | | | H PLINTO (m) | | 1.50 | | |
| Elemento | Volume mc | PS kg/mc | PT kg | Fstat | Fsis | | |
| Magrone | 0.00 | 2400 | 0 | 1.3 | 1.00 | | |
| | | | | | | | |
| | Cond.1 | Cond.2 | Cond.3 | | | PARAMETRI SISMICI | |
| N (daN)=F1 | 11423 | 11393 | 8727 | | | a _g | 0.1296 |
| My=M12=MB (daNm) | 864 | 1357 | 62 | | | F ₀ | 2.5963 |
| Mx=M13=ML(daNm) | 0 | 0 | 1260 | | | Cat. | D |
| T2=TB (daN) | 202 | 336 | 0 | | | S _s | 1.800 |
| T3=TL (daN) | 0 | 0 | 336 | | | S _T | 1.000 |
| MB (daNm) | 1167 | 1861 | 62 | per verifiche geo | | q | 1.00 |
| ML (daNm) | 0 | 0 | 1764 | per verifiche geo | | | |
| N (daN) | 11423 | 11393 | 8727 | | | β _s | 0.240 |
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| RISULTATI | | | | | | | |
| | C1 | C2 | C3 | | | | |
| pressione agente | 0.56 | 0.60 | 0.58 daN/cm2 | | | | |
| qlim - d,stat | 1.55 | 1.51 | 1.73 daN/cm2 | | | | |
| qlim - nd,stat | 1.72 | 1.72 | 1.90 daN/cm2 | | | | |
| qlim - d,sism | 1.44 | 1.40 | 1.67 daN/cm2 | | | | |
| Coeff di verifica | 0.39 | 0.43 | 0.35 | | 0.43 | | |
| | Verificato | Verificato | Verificato | | | | |

VERIFICA SLE

La verifica viene condotta in condizioni di esercizio, essendo per quanto indicato al §7.11.5.3 delle <2> e al §C7.11.5.3.1 delle <3>, per il caso in studio, sostituita la verifica in SLD dalle verifiche precedenti in SLV.

Si verifica che gli spostamenti indotti dalle azioni d'esercizio siano accettabili e compatibili con la funzionalità dell'opera.

I cedimenti immediati e le rotazioni della fondazione possono essere stimati con il ricorso alla teoria dell'elasticità facendo riferimento alle espressioni che seguono:

Cedimenti

$$s = q \cdot B \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot I_w$$

essendo:

s = cedimento della fondazione;

q = pressione media sul terreno;

B = dimensione laterale minore della fondazione;

E' = modulo di Young del terreno immerso;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

I_w = coefficiente di influenza che dipende dalla forma della fondazione e dalla sua rigidità.

Il valore calcolato è da intendersi come il cedimento medio della fondazione soggetta a carico verticale e baricentrico.

Rotazioni

$$\tan \theta = \frac{1-\nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta$$

essendo:

θ = angolo di rotazione;
 M = momento applicato nella direzione di verifica (kNm);
 B = dimensione della fondazione reale nella direzione di verifica;
 L = dimensione della fondazione reale nella direzione ortogonale a quella di verifica;
 E' = modulo di Young del terreno immerso;
 ν = coefficiente di Poisson del terreno;
 I_θ = coefficiente di influenza (Bowles 1982).

Si riportano nel seguito le valutazioni per la fondazione considerata.

Nell'ipotesi di $E' = 50 \text{ daN/cm}^2$, $\nu = 0,2$, $I_w = 0.50$ (valore associabile ad una fondazione rigida avente $B/L = 1.0$; il valore è stato ricavato per interpolazione dei valori indicati da Bowles 1982),

$q = N_{SLE}/(B \cdot L) = (8775)/(120 \cdot 190) = 0.38 \text{ daN/cm}^2$, si ricava:

$$s = q \cdot B \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot I_w = 0.38 \cdot 120 \cdot (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 0.50 = 0.44 \text{ cm}$$

Rotazione attorno all'asse x:

$$\tan \theta = \frac{1 - \nu^2}{E'} \cdot \frac{M}{B^2 \cdot L} \cdot I_\theta = (1 - 0.2^2) / 50 \cdot 84000 / (120^2 \cdot 190) \cdot 3.6 = 0.0021$$

con

a cui corrisponde un cedimento pari a $s = \tan \theta \cdot B = 0.0021 \cdot 120 = 0.25 \text{ cm}$

Il cedimento massimo risultante dalla somma di cedimento medio e rotazioni è pari a 0.69 cm.

Tale valore di cedimento massimo ipotizzabile risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.