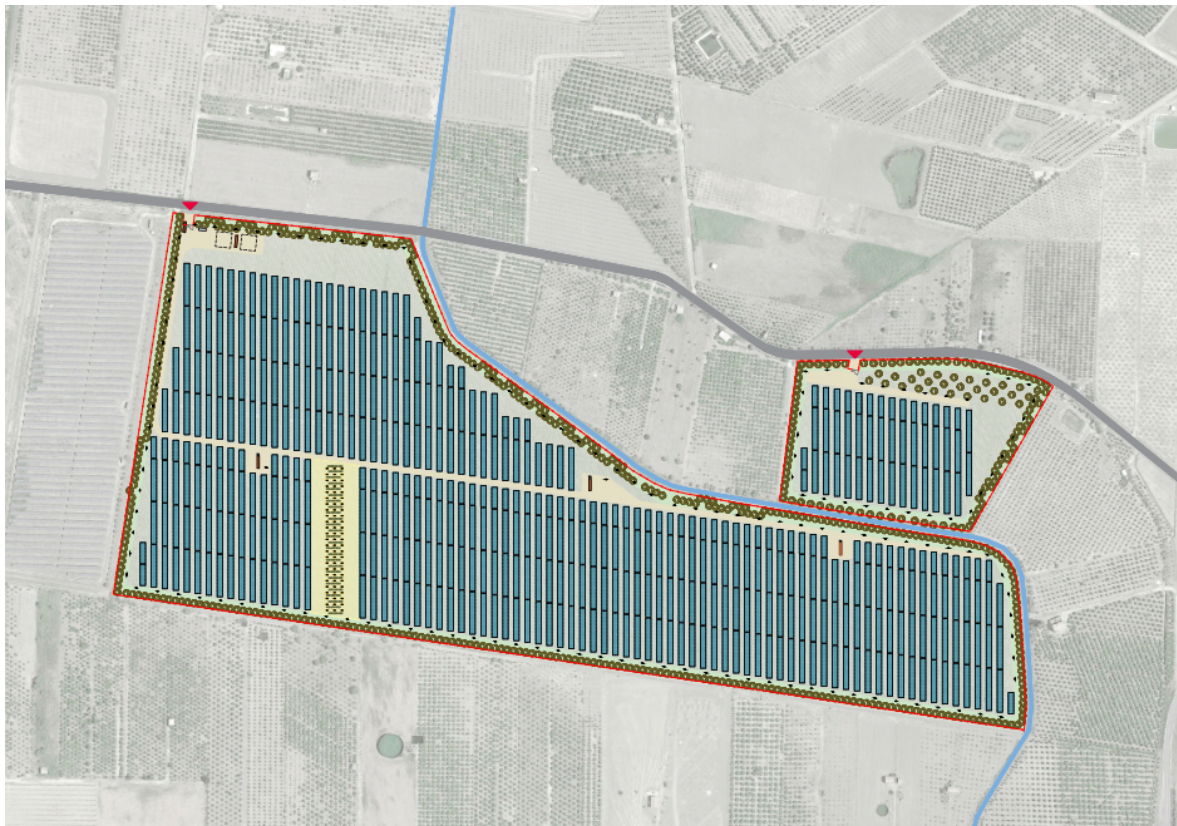


Sommario

1. PREMESSA.....	2
1.1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2. STRUTTURE DA REALIZZARE.....	3
3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	4
4. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUI TERRENI.....	4
5. STRINGHE FOTOVOLTAICHE.....	5
5.1 Calcolo della capacità portante (pali di fondazione).....	5
5.1.1 Calcolo del carico limite verticale dei pali.....	6
5.1.2 Considerazioni normative.....	7
5.2.3 Calcolo del carico limite orizzontale dei pali.....	8
6. FONDAZIONI EDIFICI AUSILIARI.....	10
6.1 Calcolo della capacità portante (fondazioni superficiali).....	10
6.1.1 Power Station.....	11
6.1.2 Cabine ausiliarie prefabbricate.....	13
6.1.3 Control Room.....	15
6.1.4 Locali Batteria.....	16

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la *Relazione geotecnica e sismica* relativa alla realizzazione da parte della società X-ELIO di un impianto di energia da fonte solare di tipo agro-fotovoltaico per una potenza nominale di picco di 16,315 MW (13 MW in immissione) integrato da un sistema di accumulo da 6,66 MW. L'impianto agro-fotovoltaico è sito nel Comune di Ramacca (CT) in località Lembiso, mentre le opere di connessione alla rete elettrica nazionale si sviluppano nei comuni di Ramacca, Paternò e Belpasso in provincia di Catania, ove è sita la stazione di connessione.



(Layout generale dell'impianto agro-fotovoltaico)

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento utilizzata per le verifiche e per la determinazione delle azioni sulle strutture è la seguente:

- **Legge 05/11/1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge 02/02/1974 n. 64** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- **CEI 11-4 03/1988** "Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne"
- **CNR-DT 207/2008** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- **D.M. 14/01/2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni" – Allegato B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica;
- **D.M. 17/01/2018** Aggiornamento delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circ. 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"

2. STRUTTURE DA REALIZZARE

Nell'ambito del parco fotovoltaico dovranno essere realizzate le seguenti strutture:

1. Stringe di pannelli fotovoltaici nei moduli 2x15 e 2x30 costituite da strutture metalliche con pali in acciaio infissi nel terreno;
2. Power Station a 4 inverter con trasformatore e blocco quadri MT;
3. Cabine ausiliarie prefabbricate;
4. Control room costituita da container metallico;
5. Locali batteria;

Nel primo caso si tratta di pali infissi nel terreno e nella presente relazione si determinerà il carico limite del complesso montante infisso-terreno secondo le teorie relative a pali infissi nel terreno soggetti a carichi trasversali.

Nei casi da 2 a 5 invece le fondazioni, per la natura delle strutture in elevazione, sono costituite da platee continue di fondazione di forma rettangolare. Si determinerà il carico limite verticale del complesso fondazione-terreno relativamente al caso di fondazioni superficiali.

Per le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dalle opere di fondazione delle strutture da realizzare si rimanda a quanto riportato nella relazione geologica. Riguardo alle azioni che le

strutture in elevazione scaricano sulle fondazioni si farà invece riferimento alla “Relazione di calcolo preliminare”.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini sismiche a rifrazione mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di **categoria C** [*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30.0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s]. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica.

4. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUI TERRENI

Le indagini geologiche, effettuate dal geologo, per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccanica dei litotipi riscontrati, hanno consentito di risalire alle caratteristiche geotecniche poste alla base dei calcoli di portata del sistema fondale.

Dai dati raccolti, in definitiva, è stato possibile ricostruire la seguente colonna stratigrafica, procedendo dall'alto verso il basso:

- *Suolo agrario (Sa)*: costituito da materiali organici di varia natura, misti a terreno in posto rimaneggiato a matrice limo-argillosa, notevolmente eterogeneo (spessore: 0.80 m);
- *Depositi alluvionali recenti (bb)*: alternanze di argille, argille sabbiose, sabbie da poco a moderatamente addensate di colore da giallo paglierino a grigio chiaro (spessore: da 0.80 a 10.00 m);

Per quanto riguarda la presenza di falda acquifera, essa è stata riscontrata nel corso delle indagini a circa -6.50 m.

Circa le caratteristiche geotecniche dei litotipi incontrati si è fatto riferimento ai dati riportati nella relazione geologica e riassunti nella tabella sottostante, per singola verticale indagata (le verticali indagate sono state due, con identici riscontri):

Strato	Peso specifico	Angolo di attrito	Coazione c' N.D.	Coazione cu
Suolo agrario	1800 daN/m ³	18°	0.00 daN/m ²	
Deposito alluvionale	1800 daN/m ³	26°	1500 daN/m ²	

Riguardo al primo strato di terreno, denominato suolo agrario, esso non presenta buonissime caratteristiche meccaniche ed essendo oggetto di fenomeni organici di decomposizione sarebbe soggetto a forti cedimenti anche differenziali per carichi verticali. Pertanto per le strutture di fondazione superficiali (Power Station, Cabina di controllo, Control room, Locali batterie, ecc.) esso verrà eliminato e sostituito con terreno arido di migliori caratteristiche geotecniche, oppure con un getto di magrone.

5. STRINGHE FOTOVOLTAICHE

Riguardo alle fondazioni di queste strutture esse sono costituite dagli montanti in elevazione, realizzati con profili metallici HEA240, che vengono infissi nel terreno per circa 5.30 m in modo da poter sopportare i carichi verticali ed orizzontali su di essi agenti.

L'inserimento dei montanti nel terreno avviene per infissione a mezzo di vibrazioni e di battipalo.

Le massime sollecitazioni cui sono sottoposti i montanti sono state ricavate nella "Relazione di calcolo preliminare" e riguardo alle azioni orizzontali esse valgono al massimo $V=6420$ daN nella combinazione SLU con vento per la stringa da 2x15 moduli (la stringa 2x30 moduli ha delle azioni orizzontali e verticali inferiori).

5.1 Calcolo della capacità portante (pali di fondazione)

Il calcolo della capacità portante dei pali viene svolto secondo metodi di calcolo analitici, dove il valore di calcolo della portanza viene determinato a partire dalla resistenza caratteristica del singolo palo, ovvero secondo quanto riportato al punto **b)** del § 6.4.3.1.1

Le risultanze numeriche circa la portanza dei pali verranno riportate nei tabulati allegati alla presente relazione. Qui si vogliono semplicemente richiamare alcuni cenni teorici ed esplicitare le espressioni che regolano il calcolo della portanza limite e di esercizio di un palo.

5.1.1 Calcolo del carico limite verticale dei pali

Come è noto, il carico limite verticale di un palo di fondazione è somma di due componenti:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s$$

dove Q_p è la portanza alla punta, mentre Q_s è quella laterale.

Si svolgeranno considerazioni circa la sola condizione drenata, non essendo presente alla quota dei pali falda acquifera e considerando anche la natura dei terreni, con alta permeabilità, che consente di escludere la formazione di indesiderate pressioni neutre e quindi le condizioni non drenate.

In questo caso la portanza unitaria alla punta è data da:

$$q_p = N_c \cdot c' + N_q \cdot q$$

dove c' =coesione efficace, q =litostatica alla punta del palo, N_c ed N_q =fattori di portanza adimensionali, funzioni dell'angolo d'attrito interno del terreno ricadente in corrispondenza della punta del palo, e del rapporto L/d .

La resistenza laterale unitaria q_s , non è costante ma varia linearmente con la profondità. Alla generica profondità z verrà valutata come aliquota della pressione verticale con l'espressione:

$$q_s = k \cdot \mu \cdot q_z$$

dove: μ =coefficiente d'attrito palo terreno pari a $\tan \phi$, k =coefficiente di spinta a riposo, $q_z = \gamma \cdot z$.

Il carico complessivo per attrito laterale vale, considerando le diverse caratteristiche del terreno attraversato:

$$Q_s = \pi \cdot d \cdot \int k \cdot \mu \cdot q_z \cdot dz$$

Nel definire le caratteristiche geotecniche del terreno si è aumentato di 3° il valore dell'angolo d'attrito sopra riportato per tener conto della benefica azione di compressione laterale esercitata sul terreno durante le operazioni di infissione dei montanti nello stesso.

5.1.2 Considerazioni normative

Il valore di portanza del palo va ricavato a partire da ben precisi coefficienti di sicurezza, e confrontato con sollecitazioni ricavate dalle combinazioni di carico cui è stata assoggettata la struttura in elevazione, eventualmente abbattendo le caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati dal palo. Sinteticamente la norma indica la seguente espressione:

$(A1+M1+R3)$

Dove con **A** si intende il set dei coefficienti parziali da applicare ai carichi verticali sulla struttura in elevazione esposti nella tabella 6.2.I, dove si evince che il set **A1** è di fatto identico nei valori a quanto riportato nella tabella 2.6.I - A1; con **M** il set di fattori gamma da applicare a denominatore dei parametri geotecnici del terreno dati dalla tabella 6.2.II (che per il set **M1** prevede tutti valori unitari); ed **R** il set di coefficienti di sicurezza da applicare a denominatore delle resistenze caratteristiche del complesso palo-terreno, esposti nella tabella 6.4.II (che per il set **R3**, pali infissi, vale **1.15** per la resistenza alla punta e **1.15** per la resistenza laterale)

Per definire i valori caratteristici si è operato, come prevede la Norma, calcolando in corrispondenza di ogni verticale di indagine a disposizione, la portanza analitica del palo, di dato diametro e lunghezza, in funzione della effettiva situazione stratigrafica riscontrata. Da questi singoli valori di portanza si sono ricavati i valori medi ed il valore minimo. Nel caso specifico si ha a disposizione una sola verticale di indagine.

Il valore caratteristico del complesso palo-terreno è stato quindi ottenuto applicando al valor medio il fattore di correlazione ξ_3 ed al valore minimo il fattore di correlazione ξ_4 . Il minore tra i valori così ottenuti è pari al valore caratteristico di portanza del palo in studio.

I fattori di correlazione ξ_3 ed ξ_4 , riportati nella norma nella tabella 6.4.IV, valgono nel caso specifico, per n. 2 di verticali indagate, rispettivamente 1.65 ed 1.55.

Nel tabulato di calcolo riportato in allegato viene determinato il carico limite verticale, con tutte le considerazioni e formule di cui sopra, pari a:

15101 daN

A questo valore andrà sottratto il peso del palo: $15101 - 5.30 \times 60.3 \times 1.3 = 14686$ daN

Poichè il massimo carico agente sui montanti si ha nel caso del modulo 2x15 pari a **4490 daN** la verifica ha esito positivo, poiché $R_d > E_d$.

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

**DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI PALO SINGOLO IN CALCESTRUZZO
(Teoria di Berenzantzev)**

VERTICALE DI INDAGINE n. 1

Foglio attivo

Si

Caratteristiche geometriche palo		
Diametro palo	(mm)	300
Quota testa palo (rispetto piano campagna) (c)	(m)	0.00
Lunghezza palo (Lp)	(m)	5.30

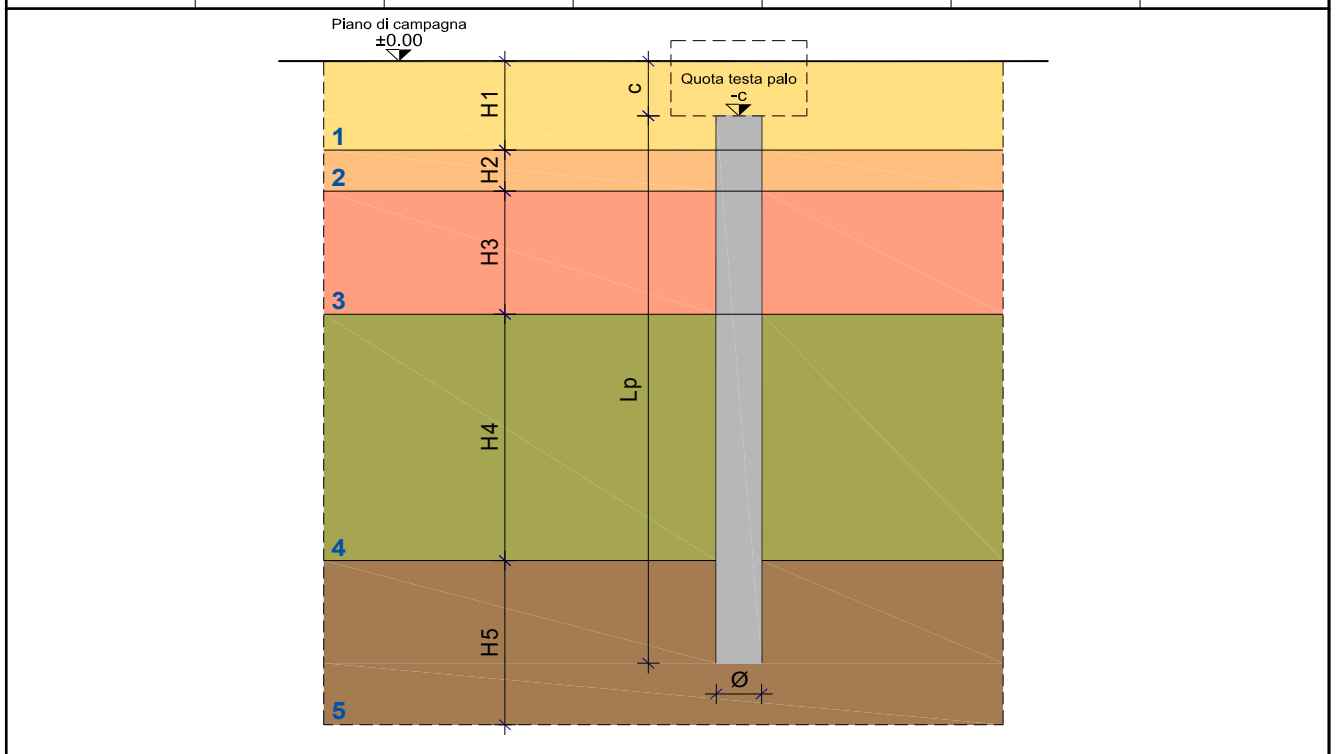
Palo soggetto a sforzo normale di:

Compressione

Tipologia palo:

Palo battuto

Stratigrafia terreno dall'alto verso il basso (piano campagna q=0.0) e caratterizzazione geotecnica						
Descrizione terreno	Spessore strato H _i (m)	Profondità fine strato (m)	Densità terreno γ (daN/m ³)	Angolo di attrito interno φ (deg)	Coesione drenata c' (daN/m ²)	Coesione non drenata c _u (daN/m ²)
Suolo agrario	0.80	0.80	1800	21	0	0
Deposito alluvionale	10.00	10.80	1800	29	1500	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0



COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Parametri geotecnici singoli strati nei vari approcci previsti dalla Normativa (divisi per i fattori M)

Strato 1				Approccio 2	
γ (daN/m ³)				1.00	1800.0
φ (deg)				1.00	21.0
c' (daN/m ²)				1.00	0
c_u (daN/m ²)				1.00	0
Strato 2				Approccio 2	
γ (daN/m ³)				1.00	1800.0
φ (deg)				1.00	29.0
c' (daN/m ²)				1.00	1500
c_u (daN/m ²)				1.00	0
Strato 3				Approccio 2	
γ (daN/m ³)				1.00	0
φ (deg)				1.00	0.0
c' (daN/m ²)				1.00	0
c_u (daN/m ²)				1.00	0
Strato 4				Approccio 2	
γ (daN/m ³)				1.00	0
φ (deg)				1.00	0.0
c' (daN/m ²)				1.00	0
c_u (daN/m ²)				1.00	0
Strato 5				Approccio 2	
γ (daN/m ³)				1.00	0
φ (deg)				1.00	0.0
c' (daN/m ²)				1.00	0
c_u (daN/m ²)				1.00	0

Carico limite alla punta (in condizioni drenate) – dati geotecnici del terreno alla quota punta palo

Fattore N_q secondo Berezantzev (formulazione analitica): $N_q = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi}$ con α e β funzione del rapporto L/D

Tabella con i valori α e β in funzione del rapporto L/D (da interpolare con il rapporto reale)						Reale
L/D	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	17.7
α	0.1656	0.1084	0.0793	0.0603	0.0422	0.0692
β	0.1731	0.1807	0.1874	0.1936	0.2016	0.1907

Approccio 2						
φ (deg)						29.0
c' (daN/m ²)						1500
Fattore $N_q = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi}$						17.45
Fattore $N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$						29.67
Pressione alla punta q (daN/m ²)						9540
Area sezione (m ²)						0.071
$p = c \cdot N_c + q \cdot N_q$ (daN/m ²)						210970
Carico limite alla punta (daN)						14913

Carico limite alla punta (in condizioni non drenate) – dati geotecnici del terreno alla quota punta palo

Approccio 2						
c_u (daN/m ²)						0
Coefficiente N_q						1.00
Coefficiente N_c						9.00
Pressione alla punta q (daN/m ²)						9540
Area sezione (m ²)						0.071
$p = c_u \cdot N_c + q \cdot N_q$ (daN/m ²)						9540
Carico limite alla punta (daN)						674

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Carico limite laterale (in condizioni drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot \varnothing \cdot \sum_i k_i \cdot \mu_i \cdot \sigma(z) \cdot dz$ - $\sigma(z)$ è la pressione litostatica verticale

Coefficiente di spinta laterale k - per l'intero fusto del palo Tipologia palo: Palo battuto 1.00

Coefficiente di attrito laterale μ - variabile per singolo strato $\text{tg}(\varphi)$

Strato	Superficie laterale del palo nello strato(m ²)	Presenza attrito negativo
Suolo agrario	0.75	1.00
Deposito alluvionale	4.24	1.00
0	0.00	1.00
	0.00	1.00
	0.00	1.00

(Attrito negativo: 1.0=attrito negativo assente nel singolo strato / -1.0=attrito negativo presente nel singolo strato)

Strato					Approccio 2	
					$k \cdot \mu$	$R_{laterale}$ (daN)
Suolo agrario					0.384	208
Deposito alluvionale					0.554	12906
0					0.000	0
					0.000	0
					0.000	0
Resistenza laterale (daN)						13115

Per pali sollecitati a compressione la resistenza laterale viene conteggiata al 100%

Carico limite laterale (in condizioni non drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot \varnothing \cdot \sum_i s_{oi} \cdot L_i$ - L_i =lunghezza del palo nel singolo strato

Palo battuto: Fattore riduttivo α di c_u ($s_0 = \alpha \cdot c_u$): 0.8 per c_u fino a 4000 daN/m², oltre $s_0 = 3000$ daN/m²

Strato	Superficie laterale del palo nello strato(m ²)	Presenza attrito negativo
Suolo agrario	0.75	1.00
Deposito alluvionale	4.24	1.00
0	0.00	1.00
	0.00	1.00
	0.00	1.00

(Attrito negativo: 1.0=attrito negativo assente nel singolo strato / -1.0=attrito negativo presente nel singolo strato)

Strato					Approccio 2	
					s_o (daN/m ²)	$R_{laterale}$ (daN)
Suolo agrario					0	0
Deposito alluvionale					0	0
0					0	0
					0	0
					0	0
Resistenza laterale (daN)						0

Per pali sollecitati a compressione la resistenza laterale viene conteggiata al 100%

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

**DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE VERTICALE DI PALO SINGOLO IN CALCESTRUZZO
(Teoria di Berenzantzev)**

VERTICALE DI INDAGINE n. 2

Foglio attivo

Si

Caratteristiche geometriche palo		
Diametro palo	(mm)	300
Quota testa palo (rispetto piano campagna) (c)	(m)	0.00
Lunghezza palo (Lp)	(m)	5.30

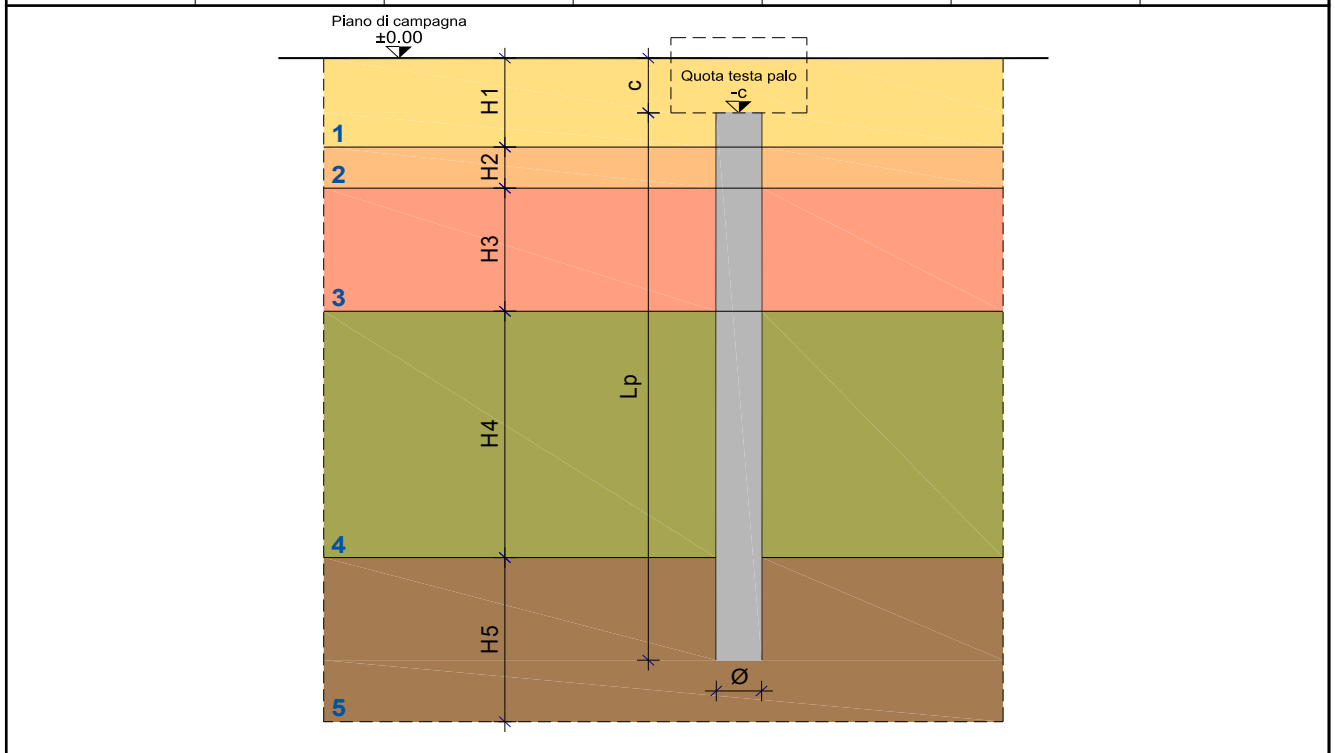
Palo soggetto a sforzo normale di:

Compressione

Tipologia palo:

Palo battuto

Stratigrafia terreno dall'alto verso il basso (piano campagna q=0.0) e caratterizzazione geotecnica						
Descrizione terreno	Spessore strato H _i (m)	Profondità fine strato (m)	Densità terreno γ (daN/m ³)	Angolo di attrito interno φ (deg)	Coesione drenata c' (daN/m ²)	Coesione non drenata c _u (daN/m ²)
Suolo agrario	0.80	0.80	1800	21	0	0
Deposito alluvionale	10.00	10.80	1800	29	1500	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0
0	0.00	10.80	0	0	0	0



COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Parametri geotecnici singoli strati nei vari approcci previsti dalla Normativa (divisi per i fattori M)

Strato 1	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
γ (daN/m ³)	1.00	1800	1.00	1800	1.00	1800.0
φ (deg)	1.00	21.0	1.00	21.0	1.00	21.0
c' (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
c_u (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
Strato 2	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
γ (daN/m ³)	1.00	1800	1.00	1800	1.00	1800.0
φ (deg)	1.00	29.0	1.00	29.0	1.00	29.0
c' (daN/m ²)	1.00	1500	1.00	1500	1.00	1500
c_u (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
Strato 3	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
γ (daN/m ³)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
φ (deg)	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
c' (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
c_u (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
Strato 4	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
γ (daN/m ³)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
φ (deg)	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
c' (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
c_u (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
Strato 5	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
γ (daN/m ³)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
φ (deg)	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0
c' (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0
c_u (daN/m ²)	1.00	0	1.00	0	1.00	0

Carico limite alla punta (in condizioni drenate) – dati geotecnici del terreno alla quota punta palo

Fattore N_q secondo Berezantzev (formulazione analitica): $N_q = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi}$ con α e β funzione del rapporto L/D

Tabella con i valori α e β in funzione del rapporto L/D (da interpolare con il rapporto reale)						Reale
L/D	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	17.7
α	0.1656	0.1084	0.0793	0.0603	0.0422	0.0692
β	0.1731	0.1807	0.1874	0.1936	0.2016	0.1907

	Approccio 1 – Combinazione 1	Approccio 1 – Combinazione 2	Approccio 2
φ (deg)	29.0	29.0	29.0
c' (daN/m ²)	1500	1500	1500
Fattore $N_q = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi}$	17.45	17.45	17.45
Fattore $N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	29.67	29.67	29.67
Pressione alla punta q (daN/m ²)	9540	9540	9540
Area sezione (m ²)	0.071	0.071	0.071
$p = c' \cdot N_c + q \cdot N_q$ (daN/m ²)	210970	210970	210970
Carico limite alla punta (daN)	14913	14913	14913

Carico limite alla punta (in condizioni non drenate) – dati geotecnici del terreno alla quota punta palo

	Approccio 1 – Combinazione 1	Approccio 1 – Combinazione 2	Approccio 2
c_u (daN/m ²)	0	0	0
Coefficiente N_q	1.00	1.00	1.00
Coefficiente N_c	9.00	9.00	9.00
Pressione alla punta q (daN/m ²)	9540	9540	9540
Area sezione (m ²)	0.071	0.071	0.071
$p = c_u \cdot N_c + q \cdot N_q$ (daN/m ²)	9540	9540	9540
Carico limite alla punta (daN)	674	674	674

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Carico limite laterale (in condizioni drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot \varnothing \cdot \sum_i k_i \cdot \mu_i \cdot \sigma(z) \cdot dz$ - $\sigma(z)$ è la pressione litostatica verticale

Coefficiente di spinta laterale k – per l'intero fusto del palo Tipologia palo: Palo battuto 1.00

Coefficiente di attrito laterale μ - variabile per singolo strato $tg(\varphi)$

Strato	Superficie laterale del palo nello strato(m ²)	Presenza attrito negativo
Suolo agrario	0.75	1.00
Deposito alluvionale	4.24	1.00
0	0.00	1.00
	0.00	1.00
	0.00	1.00

(Attrito negativo: 1.0=attrito negativo assente nel singolo strato / -1.0=attrito negativo presente nel singolo strato)

Strato	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
	$k \cdot \mu$	$R_{laterale}$ (daN)	$k \cdot \mu$	$R_{laterale}$ (daN)	$k \cdot \mu$	$R_{laterale}$ (daN)
Suolo agrario	0.384	208	0.384	208	0.384	208
Deposito alluvionale	0.554	12906	0.554	12906	0.554	12906
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0
	0.000	0	0.000	0	0.000	0
	0.000	0	0.000	0	0.000	0
Resistenza laterale (daN)		13115		13115		13115

Per pali sollecitati a compressione la resistenza laterale viene conteggiata al 100%

Carico limite laterale (in condizioni non drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot \varnothing \cdot \sum_i s_{oi} \cdot L_i$ - L_i =lunghezza del palo nel singolo strato

Palo battuto: Fattore riduttivo α di cui ($s_0 = \alpha \cdot c_u$): 0.8 per c_u fino a 4000 daN/m², oltre $s_0 = 3000$ daN/m²

Strato	Superficie laterale del palo nello strato(m ²)	Presenza attrito negativo
Suolo agrario	0.75	1.00
Deposito alluvionale	4.24	1.00
0	0.00	1.00
	0.00	1.00
	0.00	1.00

(Attrito negativo: 1.0=attrito negativo assente nel singolo strato / -1.0=attrito negativo presente nel singolo strato)

Strato	Approccio 1 – Combinazione 1		Approccio 1 – Combinazione 2		Approccio 2	
	s_o (daN/m ²)	$R_{laterale}$ (daN)	s_o (daN/m ²)	$R_{laterale}$ (daN)	s_o (daN/m ²)	$R_{laterale}$ (daN)
Suolo agrario	0	0	0	0	0	0
Deposito alluvionale	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0
Resistenza laterale (daN)		0		0		0

Per pali sollecitati a compressione la resistenza laterale viene conteggiata al 100%

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Determinazione del carico limite verticale di pali in calcestruzzo secondo le prescrizioni contenute al § 6.4.3.1.1 del D.M. 17/01/2018

Numero di verticali indagate

2

Tab. 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

N. verticali	1	2	3	4	5	20
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.48
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.31
N. verticali	7	8	9	≥ 10		
ξ_3	1.45	1.43	1.41	1.40		
ξ_4	1.28	1.26	1.23	1.21		

Palo soggetto a sforzo normale di:

Compressione

Tipologia palo:

Palo battuto

Diametro palo: (mm)

300

Lunghezza palo: (m)

5.30

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	(R3)
Base	1.15
Laterale	1.15

Valori caratteristici della resistenza: $R_{c,k} = [\min((R_{c,calc}/media)/\xi_3; (R_{c,calc}/min)/\xi_4)]$

Condizioni drenate				Approccio 2	
				$R_{c,calc-punta}$ (daN)	$R_{c,calc-laterale}$ (daN)
Valore 1				14913	13115
Valore 2				14913	13115
Valore 3				n.d.	n.d.
Valore 4				n.d.	n.d.
Valore 5				n.d.	n.d.
Valore 6				n.d.	n.d.
Valore 7				n.d.	n.d.
Valore 8				n.d.	n.d.
Valore 9				n.d.	n.d.
Valore 10				n.d.	n.d.
Valore 11				n.d.	n.d.
Valore 12				n.d.	n.d.
Valori medi				14913	13115
$(R_{c,calc}/media)/\xi_3$				9038	7948
Valori minimi				14913	13115
$(R_{c,calc}/min)/\xi_4$				9621	8461
$R_{c,k}$				9038	7948
$R_d = R_{c,k} / \gamma_R$				7859	6912
R_d totale				daN	14771
					Approccio 2

N.B. A questo valore di carico limite va sottratto il peso del palo, per pali in compressione, oppure sommato il peso del palo per pali in trazione

COMMESSA:	1151-2022	Revisione:	00
COMMITTENTE:	X-ELIO		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Ramacca (CT)		

Valori caratteristici della resistenza: $R_{c,k} = [\min((R_{c,calc}/media)/\xi_3; (R_{c,calc}/min)/\xi_4)] - \text{u.m. [daN]}$

Condizioni non drenate					Approccio 2	
					$R_{c,calc-punta}$ (daN)	$R_{c,calc-laterale}$ (daN)
Valore 1					674	0
Valore 2					674	0
Valore 3					n.d.	n.d.
Valore 4					n.d.	n.d.
Valore 5					n.d.	n.d.
Valore 6					n.d.	n.d.
Valore 7					n.d.	n.d.
Valore 8					n.d.	n.d.
Valore 9					n.d.	n.d.
Valore 10					n.d.	n.d.
Valore 11					n.d.	n.d.
Valore 12					n.d.	n.d.
Valori medi					674	0
$(R_{c,calc}/media)/\xi_3$					409	0
Valori minimi					674	0
$(R_{c,calc}/min)/\xi_4$					435	0
$R_{c,k}$					409	0
$R_d = R_{c,k} / \gamma_R$					355	0
R_d totale					daN	355
					Approccio 2	

N.B. A questo valore di carico limite va sottratto il peso del palo, per pali in compressione, oppure sommato il peso del palo per pali in trazione

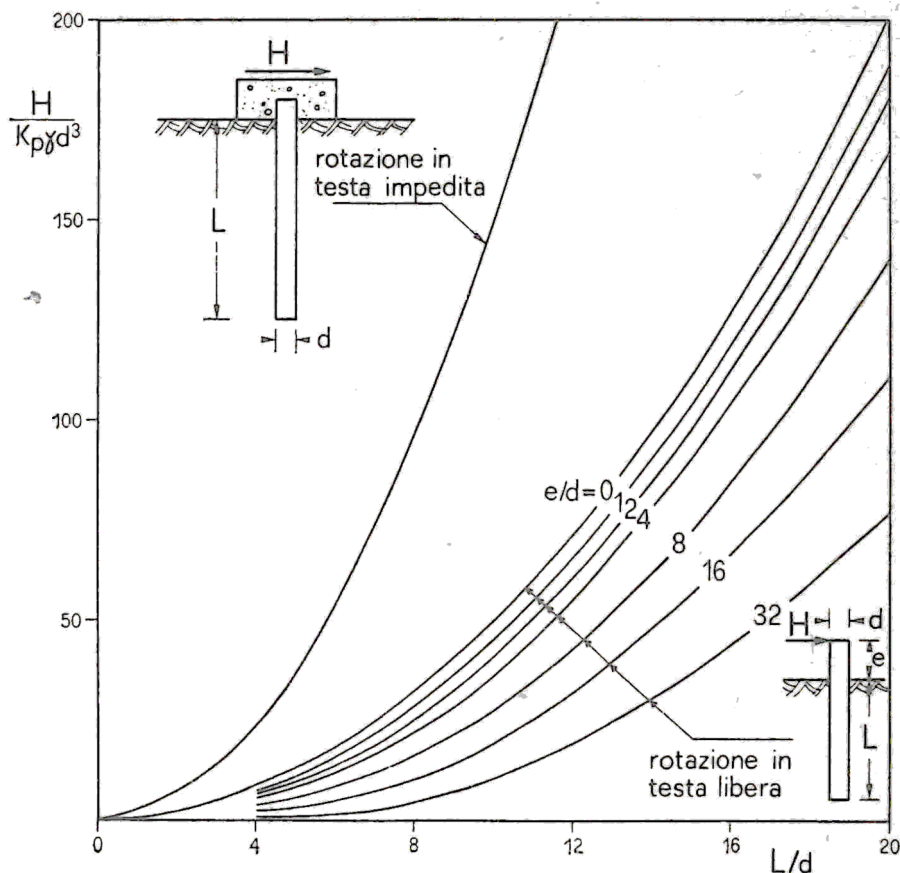
5.2.3 Calcolo del carico limite orizzontale dei pali

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Il palo infisso è libero di ruotare in testa, ed il suo comportamento viene assimilato a quello di palo "lungo".

Per i terreni incoerenti Broms propone il seguente abaco:



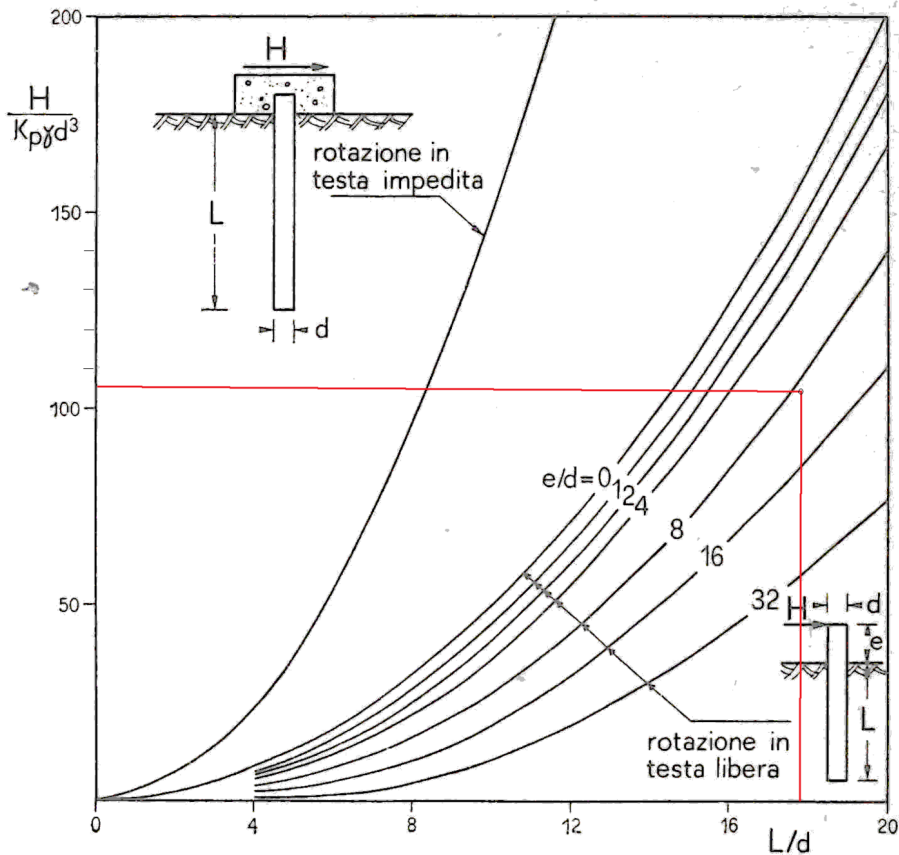
Nel nostro i valori di inserimento nel grafico sono i seguenti:

diametro "fittizio" del palo (involuppo di un profilo HEA240): $d=0.30$ m

lunghezza di infissione del palo nel terreno: **5.30 m**

rapporto eccentricità diametro palo: $e/d=2.70/0.30=9.0$

rapporto lunghezza infissione palo diametro: $5.30/0.30=17.7$



Ottenendo il valore di $H/(K_p \cdot \gamma \cdot d^3)=106$

e pertanto H (carico limite orizzontale) pari a: $106 \times (K_p \cdot \gamma \cdot d^3) = 106 \times 2.88 \times 1800 \times 0.30^3 = 14837 \text{ daN}$

Secondo il § 6.4.3.1.2 il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico ($R_k=H_{lim}$), come sopra determinato, applicando il coefficiente parziale γ_R (R3) pari a 1.3 (riportato in tabella 6.4.VI).

I valori caratteristici sono stati ottenuti applicando ai valori calcolati i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 , che per n. 2 di verticali indagate risultano pari rispettivamente a 1.65 ed 1.55.

Visto che le verticali indagate sono identiche, valore medio e valore minimo coincidono, pertanto si utilizza il fattore di correlazione pari a 1.65.

Ovvero: $H_{lim-k} = 14837 / 1.65 = 8992 \text{ daN}$

Infine il valore di calcolo da confrontare con le effettive sollecitazioni vale:

$$H_{Rd}=8992/1.3=6917 \text{ daN}$$

Tale valore è superiore al massimo valore di sforzo orizzontale pari a **6420 daN**. Ovvero viene verificata la relazione $R_d > E_d$.

6. FONDAZIONI EDIFICI AUSILIARI

Le fondazioni di questi edifici sono tutte costituite da platee continue di differenti dimensioni e spessori, in funzione anche dei carichi uniformemente distribuiti su di esse agenti.

6.1 Calcolo della capacità portante (fondazioni superficiali)

Il terreno di fondazione di qualsiasi struttura deve essere in grado di sopportare il carico che gli viene trasmesso dalle strutture sovrastanti senza che si verifichi rottura e senza che i cedimenti della struttura siano eccessivi. Per determinare la resistenza limite a taglio (carico ultimo o carico limite) di una fondazione superficiale si può ricorrere a differenti teorie, riconosciute nella letteratura tecnica, quali Meyerhoff, Brinch-Hansen, Vesic, che conducono alla determinazione del carico limite di fondazioni superficiali di tipo nastriforme e di lunghezza infinita caricate da carichi verticali. Le stesse formulazioni permettono, per mezzo di opportuni coefficienti correttivi di tenere conto di fondazioni di dimensioni finite, di eccentricità ed inclinazioni del carico, ecc.

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dalla struttura sul terreno di fondazione deve essere superiore al coefficiente di sicurezza η . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve risultare:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta$$

La combinazione di carico è la seguente:

$$(A1+M1+R3)$$

Dove con **A1** si intendono i coefficienti parziali dei carichi, così come definiti nella tabella 6.2.I identici in questo caso a quelli utilizzati per il calcolo strutturale, con **M1** i coefficienti di abbattimento dei parametri geotecnici del terreno contenuti nella tabella 6.2.II (tutti unitari in questo caso), e con **R3** il fattore di sicurezza che per le fondazioni superficiali vale **2.3** riguardo al carico limite ed **1.1** per la verifica a scorrimento.

Di seguito si utilizzerà la teoria di Vesic per la determinazione del carico limite. Con la seguente formulazione e fattori correttivi:

Descrizione sintetica della teoria utilizzata	
$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y$	
$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$	
Fattori di capacità portante	Fattori di forma
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$ $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$ $N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	$s_c = 1 + N_q / N_c \cdot B' / L'$ $s_q = 1 + B' / L' \cdot \tan(\varphi)$ $s_y = 1 - 0.4 \cdot B' / L'$
Fattori di profondità	Fattori di inclinazione dei carichi
$d_c = d_q \cdot (1 - d_q) / (N_q - 1)$ $d_q = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2$ D < B K = D/B, D > B K = arctan(D/B) $d_y = 1.0$	$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$ $i_q = (1 - V / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^m$ $i_y = (1 - V / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^{(m+1)}$
Fattori di inclinazione base fondazione	Fattori di inclinazione pendio
$b_c = b_q \cdot (1 - b_q) / (N_q - 1)$ $b_q = (1 - \eta \cdot \tan(\varphi))^2 - \eta$ angolo inclinazione base $b_y = (1 - \eta \cdot \tan(\varphi))^2 - \eta$ angolo inclinazione base	$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$ $g_q = (1 - \tan(\beta))^2 - \beta$ angolo inclinazione pendio $g_y = (1 - \tan(\beta))^2 - \beta$ angolo inclinazione pendio
Fattori di punzonamento	
$p_c = 1.0$ (punzonamento non ritenuto possibile) $p_q = 1.0$ (punzonamento non ritenuto possibile) $p_y = 1.0$ (punzonamento non ritenuto possibile)	
Fattori riduttivi per sisma	
$e_c = 1.0$ (sisma non considerato) $e_q = 1.0$ (sisma non considerato) $e_y = 1.0$ (sisma non considerato)	

q' : pressione litostatica alla profondità D (0.40 m) di imposta fondazione: 7.20 kPa
 I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)
 B' , L' : Dimensioni efficaci della fondazione ($B' = B - 2 \cdot M_x / N$, $L' = L - 2 \cdot M_y / N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)
 π : valore di phi greco (3.14159...)
 V risultante dei tagli $\text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$ - N sforzo normale
 $m = m_1 \cdot \cos^2(\theta) + m_b \cdot \sin^2(\theta)$ - dove $m_1 = (2 + L/B) / (1 + L/B)$, $m_b = (2 + B/L) / (1 + B/L)$, θ angolo di V con la direzione di L

6.1.1 Power Station

Viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 12.00x2.50 m e spessore di 0.30 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione	12.20x2.70x0.10x2500=	8235	daN
Peso proprio platea	12.00x2.50x0.30x2500=	22500	daN
Peso proprio macchinari		23000	daN

=====

Totale 53735 daN

Riguardo ai carichi orizzontali questi vengono determinati con lo spettro sismico riportato nella "Relazione e calcoli preliminari sulle strutture" in cui il valore massimo, determinato con fattore di comportamento $q=1.0$ (spettro elastico), vale 0.84, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a $23000 \times 0.84 = 19320$ daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: $19320 \times (1.16 + 0.40) = 30139$ daN

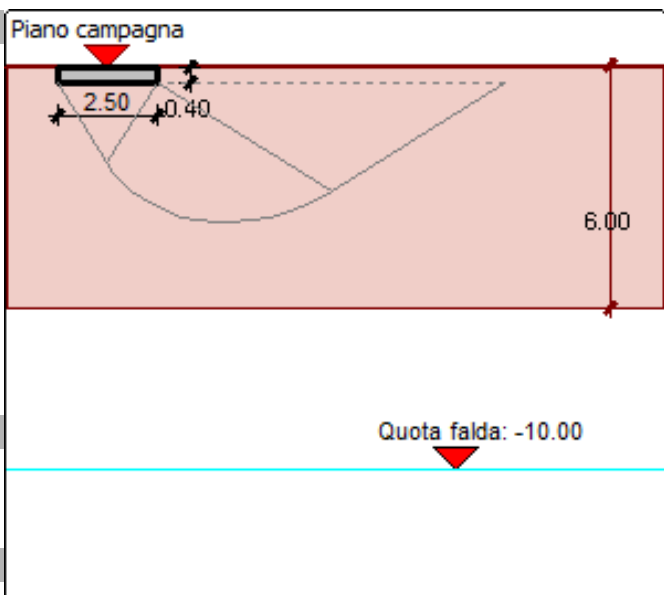
(1.16 m è la quota del baricentro dei macchinari da estradosso platea).

Fondazioni Power Station

Dati di input generale e geometria fondazione			
Teoria statica: VESIC (1975)			
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	2.50 m	[L] Lunghezza (dir x): 12.00 m
			[D] Profondità (dir z): 0.40 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna: -10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno									
N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r	
1	18.00	18.00	26.0	15.00	0.00	6.00	50000.00	0.90	
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

- Legenda**
- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
 - y_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
 - y_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
 - φ : angolo d'attrito interno (deg)
 - c' : Coesione drenata (kPa)
 - c_u : Coesione non drenata (kPa)
 - H_{str} : Spessore dello strato (m)
 - E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
 - D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente						
Medie ponderate svolte tra le quote 0.40 m e 5.40 m						
y	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r	
18.00	26.0	15.00		50000.00	0.90	

Verifiche a scorrimento

$H = \text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento

$R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(b \cdot \phi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento

$b = 1.00$ - $b \cdot \phi$: angolo di attrito fondazione-terreno

$\gamma_m = 1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \phi)$

$a = 0.80$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_x \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico						
N _c =	22.254		N _q =	11.854	N _y =	12.539
c'=	15.00	kPa	q=	7.20	y=	18.00
				kPa		kN/m³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

I fattori di forma vengono determinati con le dimensioni efficaci (B', L') della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)			
537.35	301.39			193.20	Riferimento globale	B'=1.38 m	
537.35	301.39			193.20	Riferimento locale	L'=12.00 m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.061	1.054	0.660	1.000			0.738
q	1.056	1.049	0.689	1.000			0.763
y	0.954	1.000	0.561	1.000			0.536
q_{ult}=	394.72 kPa	Q_{ult}=	6528.13 kN	R=Q_{ult}/N = 12.149 > R3=2.3			
H=	193.20 kN	R_{scorr}=	460.55 kN	R=R_{scorr}/H = 2.384 > R3=1.1			

Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)			
537.35		301.39	193.20		Riferimento globale	B'=2.50 m	
537.35		301.39	193.20		Riferimento locale	L'=10.88 m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.122	1.054	0.822	1.000			0.972
q	1.112	1.049	0.837	1.000			0.977
y	0.908	1.000	0.719	1.000			0.653
q_{ult}=	592.32 kPa	Q_{ult}=	16108.41 kN	R=Q_{ult}/N = 29.977 > R3=2.3			
H=	193.20 kN	R_{scorr}=	588.43 kN	R=R_{scorr}/H = 3.046 > R3=1.1			

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)				
q_{ult}=	394.72 kPa	Q_{ult}=	6528.13 kN	R=Q_{ult}/N = 12.149 > R3=2.3
Combinazione di carico: 1 (Verifica a scorrimento)				
H=	193.20 kN	R_{scorr}=	460.55 kN	R=R_{scorr}/H = 2.384 > R3=1.1

6.1.2 Cabine ausiliarie prefabbricate

Si esamina la cabina più piccola in cui viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 2.50x2.50 m e spessore di 0.15 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione	2.70x2.70x0.10x2500=	1823	daN
Peso proprio platea	2.50x2.50x0.15x2500=	2344	daN
Peso proprio cabina		10000	daN
		=====	
	Totale	14167	daN

Riguardo ai carichi orizzontali questi vengono determinati con lo spettro sismico riportato nella "Relazione e calcoli preliminari sulle strutture" in cui il valore massimo, determinato con fattore di comportamento q=1.0 (spettro elastico), vale 0.84, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a 14167x0.84=11900 daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: 11900x1.60=19040 daN

Fondazioni Cabina Ausiliaria

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: VESIC (1975)

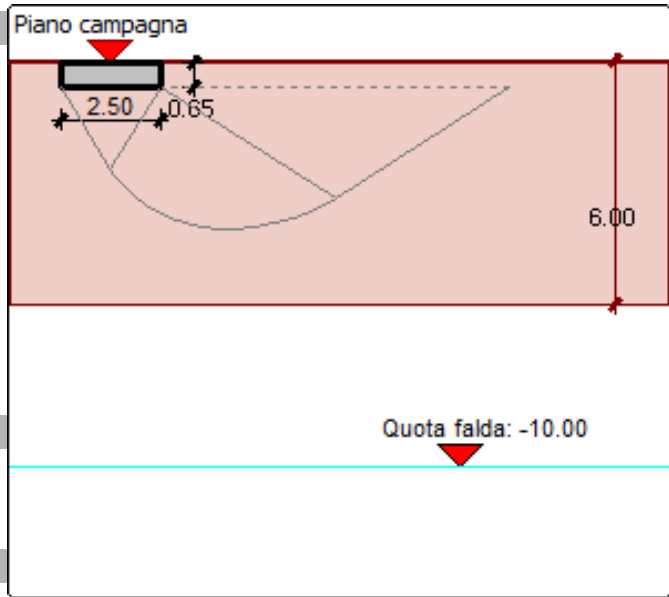
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	2.50 m	[L] Lunghezza (dir x):	2.50 m
			[D] Profondità (dir z):	0.65 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	18.00	18.00	26.0	15.00	0.00	6.00	50000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda

- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
- y_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
- y_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
- φ : angolo d'attrito interno (deg)
- c' : Coesione drenata (kPa)
- c_u : Coesione non drenata (kPa)
- H_{str} : Spessore dello strato (m)
- E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
- D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.65 m e 5.65 m

y	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
18.00	26.0	15.00		50000.00	0.90

Verifiche a scorrimento

H=radq(V_x²+V_y²) - forza di scorrimento
 R_{scorr}=N'·tan(b·φ)/γ_m+a·c'·B'·L' - resistenza allo scorrimento
 b=1.00 - b·φ: angolo di attrito fondazione-terreno
 γ_m=1.00 - fattore parziale di sicurezza applicato a tan(b·φ)
 a=0.80 - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione
 N'=N·cos(α)+V_y·sen(α) - V'_y=-N·sen(α)+V_x·cos(α) - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _c =	22.254	N _q =	11.854	N _y =	12.539
c'=	15.00 kPa	q=	11.70 kPa	y=	18.00 kN/m³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale
 Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)
 I fattori di forma vengono determinati con le dimensioni efficaci (B', L') della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)		
	141.67	19.04			119.00	Riferimento globale	B'=2.23 m
	141.67	19.04			119.00	Riferimento locale	L'=2.50 m
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.475	1.087	0.441	1.000	1.000		0.708
q	1.435	1.080	0.488	1.000	1.000		0.757
y	0.643	1.000	0.303	1.000	1.000		0.195
q _{ult} =	390.24 kPa	Q _{ult} =	2176.76 kN	R=Q _{ult} /N =	15.365 >	R3=	2.3
H=	119.00 kN	R _{scorr} =	136.03 kN	R=R _{scorr} /H=	1.143 >	R3=	1.1

6.1.3 Control Room

Viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 12.50x3.00 m e spessore di 0.30 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione	12.70x3.20x0.10x2500=	10160	daN
Peso proprio platea	12.50x3.00x0.30x2500=	28125	daN
Peso proprio container		5000	daN
		=====	
	Totale	43285	daN

Riguardo ai carichi orizzontali questi vengono determinati con lo spettro sismico riportato nella "Relazione e calcoli preliminari sulle strutture" in cui il valore massimo, determinato con fattore di comportamento $q=1.0$ (spettro elastico), vale 0.84, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a $43285 \times 0.84 = 36359$ daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: $36359 \times 1.35 = 49084$ daN

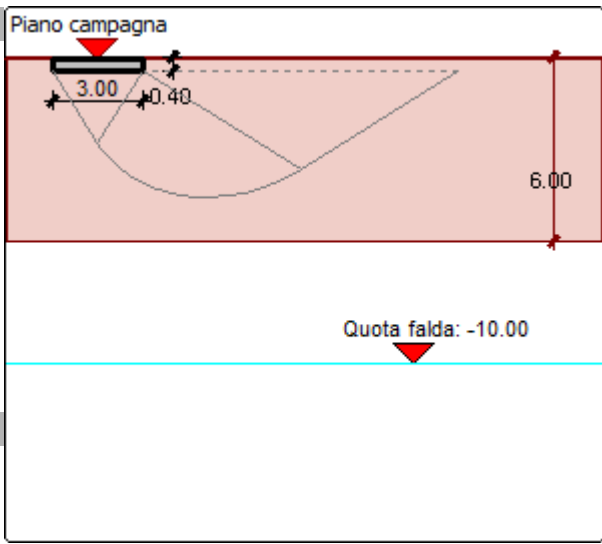
Fondazioni Control Room

Dati di input generale e geometria fondazione			
Teoria statica: VESIC (1975)			
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x): 12.50 m
			[D] Profondità (dir z): 0.40 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna: -10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno									
N.	y_{nat}	y_{sat}	ϕ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r	
1	18.00	18.00	26.0	15.00	0.00	6.00	50000.00	0.90	
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Legenda

- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
- y_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
- y_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
- ϕ : angolo d'attrito interno (deg)
- c' : Coesione drenata (kPa)
- c_u : Coesione non drenata (kPa)
- H_{str} : Spessore dello strato (m)
- E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
- D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente					
Medie ponderate svolte tra le quote 0.40 m e 6.40 m					
y	ϕ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
18.00	26.0	15.00		50000.00	0.90

Verifiche a scorrimento

$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento $R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(b \cdot \varphi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento
 $b = 1.00$ - $b \cdot \varphi$: angolo di attrito fondazione-terreno
 $\gamma_m = 1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \varphi)$
 $a = 0.80$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione
 $N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	22.254	$N_q =$	11.854	$N_y =$	12.539
$c' =$	15.00 kPa	$q =$	7.20 kPa	$y =$	18.00 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale
 Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)
 I fattori di forma vengono determinati con le dimensioni efficaci (B' , L') della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
437.85	496.52			367.79	Riferimento globale	$B' = 0.73$ m	
437.85	496.52			367.79	Riferimento locale	$L' = 12.50$ m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.031	1.045	0.207	1.000	1.000		0.223
q	1.029	1.041	0.274	1.000	1.000		0.294
y	0.977	1.000	0.134	1.000	1.000		0.131
$q_{\text{ult}} =$	110.48 kPa	$Q_{\text{ult}} =$	1010.88 kN	$R = Q_{\text{ult}}/N = 2.309 > R3 = 2.3$			
$H =$	367.79 kN	$R_{\text{scorr}} =$	691.08 kN	$R = R_{\text{scorr}}/H = 1.879 > R3 = 1.1$			

Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
437.85		496.52	367.79		Riferimento globale	$B' = 3.00$ m	
437.85		496.52	367.79		Riferimento locale	$L' = 10.23$ m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.156	1.045	0.663	1.000	1.000		0.801
q	1.143	1.041	0.691	1.000	1.000		0.822
y	0.883	1.000	0.507	1.000	1.000		0.448
$q_{\text{ult}} =$	489.02 kPa	$Q_{\text{ult}} =$	15011.02 kN	$R = Q_{\text{ult}}/N = 34.283 > R3 = 2.3$			
$H =$	367.79 kN	$R_{\text{scorr}} =$	581.91 kN	$R = R_{\text{scorr}}/H = 1.582 > R3 = 1.1$			

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)
 $q_{\text{ult}} =$ **110.48 kPa** $Q_{\text{ult}} =$ **1010.88 kN** $R = Q_{\text{ult}}/N = 2.309 > R3 = 2.3$
 Combinazione di carico: 1 (Verifica a scorrimento)
 $H =$ **367.79 kN** $R_{\text{scorr}} =$ **691.08 kN** $R = R_{\text{scorr}}/H = 1.879 > R3 = 1.1$

6.1.4 Locali Batteria

Viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 6.50x3.00 m e spessore di 0.30 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione $6.70 \times 3.20 \times 0.10 \times 2500 =$ 5360 daN

Peso proprio platea $6.50 \times 3.00 \times 0.30 \times 2500 =$ 14625 daN

Peso proprio batterie	30500	daN
	=====	
Totale	50485	daN

Riguardo ai carichi orizzontali questi vengono determinati con lo spettro sismico riportato nella "Relazione e calcoli preliminari sulle strutture" in cui il valore massimo, determinato con fattore di comportamento $q=1.0$ (spettro elastico), vale 0.84, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a $50485 \times 0.84 = 42407$ daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: $42407 \times 1.45 = 61490$ daN

Fondazioni Locali Batterie

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: VESIC (1975)			
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x): 6.50 m
			[D] Profondità (dir z): 0.40 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna: -10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	φ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	18.00	18.00	26.0	15.00	0.00	6.00	50000.00	0.90
2	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

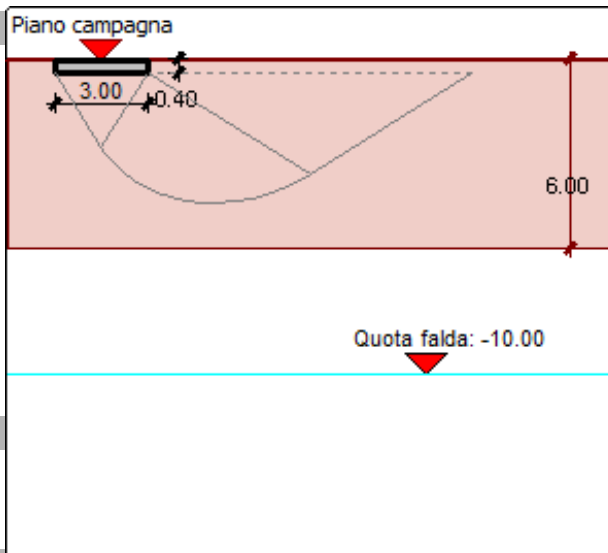
Legenda

- N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso
- γ_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
- γ_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
- φ : angolo d'attrito interno (deg)
- c' : Coesione drenata (kPa)
- c_u : Coesione non drenata (kPa)
- H_{str} : Spessore dello strato (m)
- E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
- D_r : Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.40 m e 6.40 m

y	φ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
18.00	26.0	15.00		50000.00	0.90



Verifiche a scorrimento

$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento $R_{scorr} = N' \cdot \tan(b \cdot \varphi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento
 $b = 1.00$ - $b \cdot \varphi$: angolo di attrito fondazione-terreno
 $\gamma_m = 1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \varphi)$
 $a = 0.80$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione
 $N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_x \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	22.254	$N_q =$	11.854	$N_y =$	12.539
$c' =$	15.00 kPa	$q =$	7.20 kPa	$y =$	18.00 kN/m³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale
 Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

I fattori di forma vengono determinati con le dimensioni efficaci (B' , L') della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
504.85	61.49			410.07	Riferimento globale	$B'=2.76$ m	
504.85	61.49			410.07	Riferimento locale	$L'=6.50$ m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.226	1.045	0.385	1.000			0.493
q	1.207	1.041	0.437	1.000			0.549
y	0.830	1.000	0.267	1.000			0.222
$q_{ult} =$	280.50 kPa	$Q_{ult} =$	5025.62 kN	$R = Q_{ult}/N = 9.955 > R3=2.3$			
$H =$	410.07 kN	$R_{scorr} =$	461.23 kN	$R = R_{scorr}/H = 1.125 > R3=1.1$			

Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
504.85		61.49	410.07		Riferimento globale	$B'=3.00$ m	
504.85		61.49	410.07		Riferimento locale	$L'=6.26$ m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.255	1.045	0.491	1.000			0.645
q	1.234	1.041	0.534	1.000			0.686
y	0.808	1.000	0.332	1.000			0.268
$q_{ult} =$	364.53 kPa	$Q_{ult} =$	6841.93 kN	$R = Q_{ult}/N = 13.552 > R3=2.3$			
$H =$	410.07 kN	$R_{scorr} =$	471.46 kN	$R = R_{scorr}/H = 1.150 > R3=1.1$			

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)

$$q_{ult} = 280.50 \text{ kPa} \quad Q_{ult} = 5025.62 \text{ kN} \quad R = Q_{ult}/N = 9.955 > R3=2.3$$

Combinazione di carico: 1 (Verifica a scorrimento)

$$H = 410.07 \text{ kN} \quad R_{scorr} = 461.23 \text{ kN} \quad R = R_{scorr}/H = 1.125 > R3=1.1$$