REGIONE SICILIA

PROVINCIA DI PALERMO

COMUNE DI CORLEONE

OGGETTO

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRO-FOTOVOLTAICO E DELLE OPERE E INFRASTRUTTURE CONNESSE, NEL COMUNE DI CORLEONE (PA) DELLA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 37,62 MW DENOMINATO "TRENTASALME".

PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE

EDISON

Edison Rinnovabili S.p.A.

TITOLO

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

PROGETTISTA

Dott. Ing. Girolamo Gorgone

STRUTTURISTA

DOLMEN S.r.l.

CODICE ELABORATO

ERIN-CO_R_13_A_D

SCALA	

Girolamo Gorgone
05.12.2023 15:24:11 GMT+00:00

n°.Rev.	DESCRIZIONE REVISIONE	DATA	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO

Rif. PROGETTO

N.

NOME FILE DI STAMPA

SCALA DI STAMPA DA FILE

COPYRIGHT EDISON RINNOVABILI S.P.A. - TUTTI I DIRITTI SONO RISERVATI A NORMA DI LEGGE

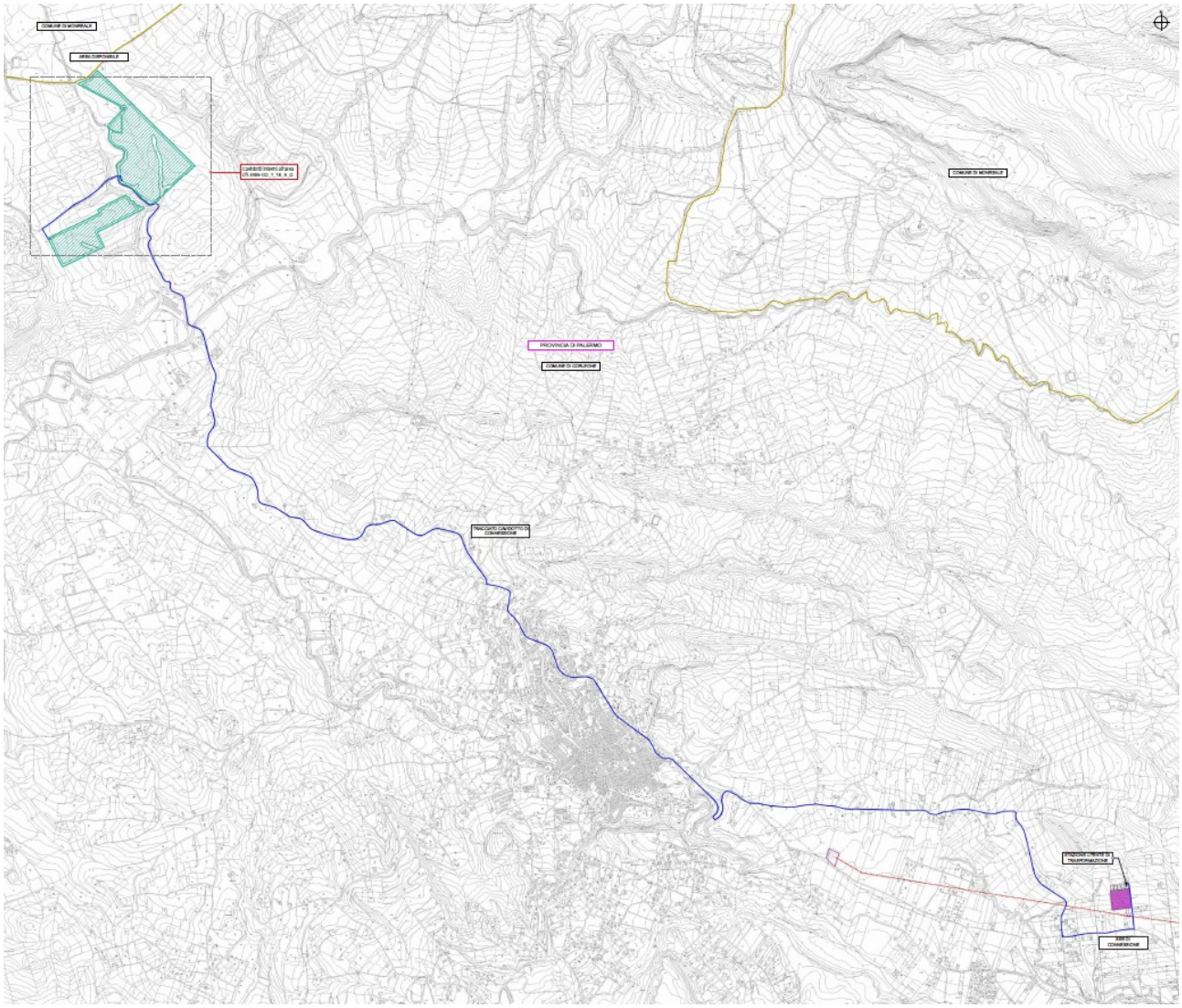
Sommario

1. PREMESSA....2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO....3
3. STRUTTURE DA REALIZZARE....3
5. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE....4
6. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE SUI TERRENI....4
7. STRINGHE FOTOVOLTAICHE....5
7.1 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....9
8. FONDAZIONI EDIFICI AUSILIARI....11
8.1 Calcolo della capacità portante (fondazioni superficiali)....11
8.1.1 Power Station....12
8.1.2 Cabine ausiliarie prefabbricate....14
8.1.3 Control Room....16

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la *Relazione calcoli preliminari delle strutture* relativa alla realizzazione di un impianto di generazione di energia da fonte solare di tipo agro-fotovoltaico per una potenza nominale pari a 37,62 MW (37,62 MW in immissione), costituito da moduli fotovoltaici montati su strutture ad inseguimento monoassiale o *tracker*.

L'impianto interessa il comune di Corleone facente parte della Città metropolitana di Palermo. Le opere di connessione alla Rete Elettrica Nazionale interessano il medesimo comune nel cui territorio si localizza anche il punto di trasformazione e connessione.



(Inquadramento generale impianto su CTR)

2. 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"

3. STRUTTURE DA REALIZZARE

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

1. Tracker monoassiali di pannelli fotovoltaici da 15 e 30 moduli 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;

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 4 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".

5. 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 B** [*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s]. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica.

6. 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: variabile);
- *Formazione Castellana Sicula (SIC):* alternanze di argille, argille sabbiose, di colore da giallo al rossastro;
- *Marne di San Cipirrello (CIP):* Marne argillose e sabbiose di colore grigio azzurrognole;

Per quanto riguarda la presenza di falda acquifera, essa non è stata riscontrata nel corso delle indagini alle quote delle fondazioni da realizzare.

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:

Strato	Peso specifico	Angolo di attrito	Coesione c' N.D.	Coesione cu

Suolo agrario	1800 daN/m^3	18°	0.00 daN/cm^2	
Formazione Castellana Sicula Marne di San Cipirrello	1860 daN/m^3	24°	0.09 daN/cm^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, ecc.) esso verrà eliminato e sostituito con terreno arido di migliori caratteristiche geotecniche, oppure con un getto di magrone.

7. STRINGHE FOTOVOLTAICHE

Riguardo alle fondazioni di queste strutture esse sono costituite dagli montanti in elevazione, realizzati con profili metallici HEA200, che vengono infissi nel terreno per circa **4.50 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=2910 daN nella combinazione SLU con vento per la stringa da 15 moduli (la stringa 30 moduli ha delle azioni orizzontali e verticali inferiori).

7.1 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 φ, 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. 1 di verticali indagate, rispettivamente 1.70 ed 1.70.

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

4740 daN

A questo valore andrà sottratto il peso del palo: 4740-4.50x42.3x1.3=**4493 daN**

Poichè il massimo carico agente sui montanti si ha nel caso del modulo 15 pari a **2433 daN** la verifica ha esito positivo, poiché Rd>Ed.

COMMESSA:		Revisione:	**00**
COMMITTENTE	**EDISON RINNOVABILI SPA**		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Corleone (PA)		

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

VERTICALE DI INDAGINE n. 1

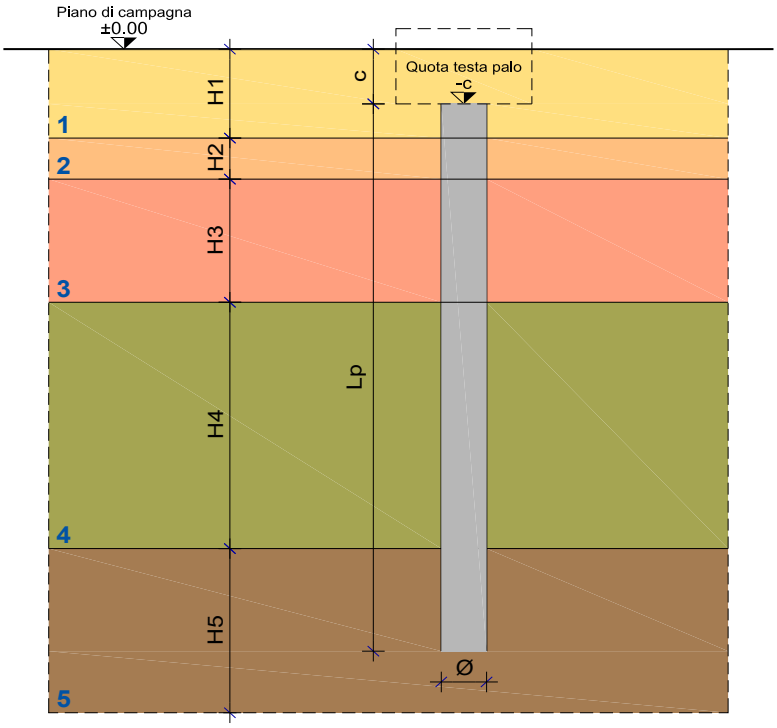
Foglio attivo
Si

Caratteristiche geometriche palo		
Diametro palo	(mm)	250
Quota testa palo (rispetto piano campagna) (**c**)	(m)	0,00
Lunghezza palo (**Lp**)	(m)	4,50

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/m³)*	*Angolo di attrito interno φ (deg)*	*Coesione drenata c' (daN/m²)*	*Coesione non drenata c_u (daN/m²)*
Suolo agrario	0,40	0,40	1800	18	0	0
Formazione Castellana Sicula	10,00	10,40	1860	24	0	0
0	0,00	10,40	0	0	0	0
0	0,00	10,40	0	0	0	0
0	0,00	10,40	0	0	0	0



COMMESSA:		Revisione:	**00**
COMMITTENTE	**EDISON RINNOVABILI SPA**		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Corleone (PA)		

Parametri geotecnici singoli strati nei vari approcci previsti dalla Normativa (divisi per i fattori M)		
Strato 1	*Approccio 2*	
γ (daN/m³)	*1,00*	1800,0
φ (deg)	*1,00*	18,0
c' (daN/m²)	*1,00*	0
cu (daN/m²)	*1,00*	0
Strato 2	*Approccio 2*	
γ (daN/m³)	*1,00*	1860,0
φ (deg)	*1,00*	24,0
c' (daN/m²)	*1,00*	0
cu (daN/m²)	*1,00*	0
Strato 3	*Approccio 2*	
γ (daN/m³)	*1,00*	0
φ (deg)	*1,00*	0,0
c' (daN/m²)	*1,00*	0
cu (daN/m²)	*1,00*	0
Strato 4	*Approccio 2*	
γ (daN/m³)	*1,00*	0
φ (deg)	*1,00*	0,0
c' (daN/m²)	*1,00*	0
cu (daN/m²)	*1,00*	0
Strato 5	*Approccio 2*	
γ (daN/m³)	*1,00*	0
φ (deg)	*1,00*	0,0
c' (daN/m²)	*1,00*	0
cu (daN/m²)	*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	18,0
α	0,1656	0,1084	0,0793	0,0603	0,0422	0,0679
β	0,1731	0,1807	0,1874	0,1936	0,2016	0,1911
					Approccio 2	
φ (deg)						24,0
c' (daN/m²)						0
Fattore $N_q=\alpha \cdot e^{\beta \cdot \varphi}$						6,67
Fattore $N_c=(N_q-1)/\tan(\varphi)$						12,73
Pressione alla punta q (daN/m²)						8346
Area sezione (m²)						0,049
$p=c \cdot N_c+q \cdot N_q$ (daN/m²)						55642
Carico limite alla punta (daN)						**2731**

Carico limite alla punta (in condizioni <u>non</u> drenate) – dati geotecnici del terreno alla quota punta palo		
	Approccio 2	
c_u (daN/m²)		0
Coefficiente N_q		1,00
Coefficiente N_c		9,00
Pressione alla punta q (daN/m²)		8346
Area sezione (m²)		0,049
$p=c_u \cdot N_c+q \cdot N_q$ (daN/m²)		8346
Carico limite alla punta (daN)		**410**

COMMESSA:		Revisione:	**00**
COMMITTENTE	**EDISON RINNOVABILI SPA**		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Corleone (PA)		

Carico limite laterale (in condizioni drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot Ø \cdot \Sigma_i \int k_i \cdot \mu_i \cdot \sigma(z) \cdot dz$ - $\sigma(z)$ 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(φ)

Strato	*Superficie laterale del palo nello strato(m²)*	*Presenza attrito negativo*
Suolo agrario	0,31	1,00
Formazione Castellana Sicula	3,22	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)

					Approccio 2	
Strato					*k·μ*	*$R_{laterale}$ (daN)*
Suolo agrario					0,325	37
Formazione Castellana Sicula					0,445	6499
0					0,000	0
					0,000	0
					0,000	0
Resistenza laterale (daN)						**6536**

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

Carico limite laterale (in condizioni non drenate)

Resistenza laterale calcolata come: $\pi \cdot Ø \cdot \Sigma_i s_{0i} \cdot L_i$ – L_i=lunghezza del palo nel singolo strato

Palo battuto: Fattore riduttivo α di cu (s0=α·cu): 0.8 per cu fino a 4000 daN/m², oltre s0=3000 daN/m²

Strato	*Superficie laterale del palo nello strato(m²)*	*Presenza attrito negativo*
Suolo agrario	0,31	1,00
Formazione Castellana Sicula	3,22	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)

					Approccio 2	
Strato					*s_0 (daN/m²)*	*$R_{laterale}$ (daN)*
Suolo agrario					0	0
Formazione Castellana Sicula					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:		Revisione:	**00**
COMMITTENTE	**EDISON RINNOVABILI SPA**		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Corleone (PA)		

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 **1**

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)	**250**
Lunghezza palo:	(m)	**4,50**

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	
					$R_{c,calc\text{-}punta}$ (daN)	$R_{c,calc\text{-}laterale}$(daN)
Valore 1					2731	6536
Valore 2					n.d.	n.d.
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					*2731*	*6536*
$(R_{c,calc})_{media}/\xi_3$					***1607***	***3845***
Valori minimi					*2731*	*6536*
$(R_{c,calc})_{min}/\xi_4$					***1607***	***3845***
$R_{c,k}$					**1607**	**3845**
$R_d=R_{c,k}/\gamma_R$					1397	3343
R_d totale					**daN**	**4740**
					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:		Revisione:	**00**
COMMITTENTE	**EDISON RINNOVABILI SPA**		
PROGETTO:	Progetto di un impianto agro-fotovoltaico a Corleone (PA)		

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

Condizioni <u>non</u> drenate						
					Approccio 2	
					$R_{c,calc-punta}$ (daN)	$R_{c,calc-laterale}$(daN)
Valore 1					410	0
Valore 2					n.d.	n.d.
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					*410*	*0*
$(R_{c,calc})_{media}/\xi_3$					***241***	***0***
Valori minimi					*410*	*0*
$(R_{c,calc})_{min}/\xi_4$					***241***	***0***
$R_{c,k}$					**241**	**0**
$R_d=R_{c,k}/\gamma_R$					210	0
R_d totale					**daN**	**210**
					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

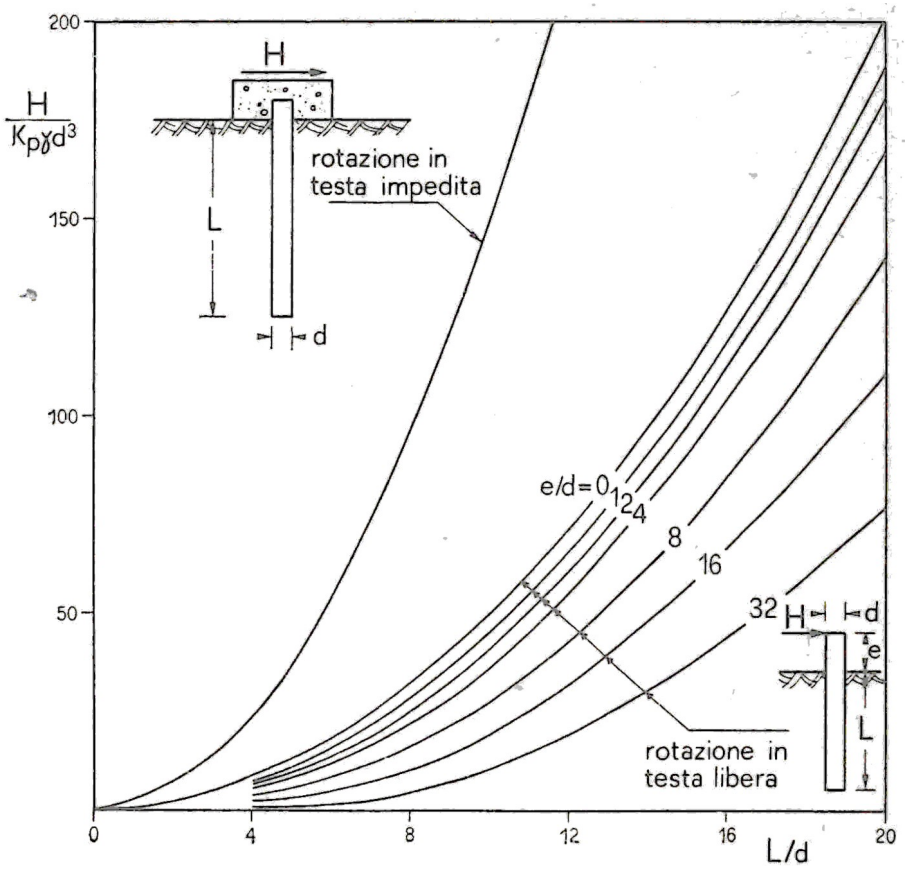
5.2.3 Calcolo del carico limite orizzontale dei pali

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:



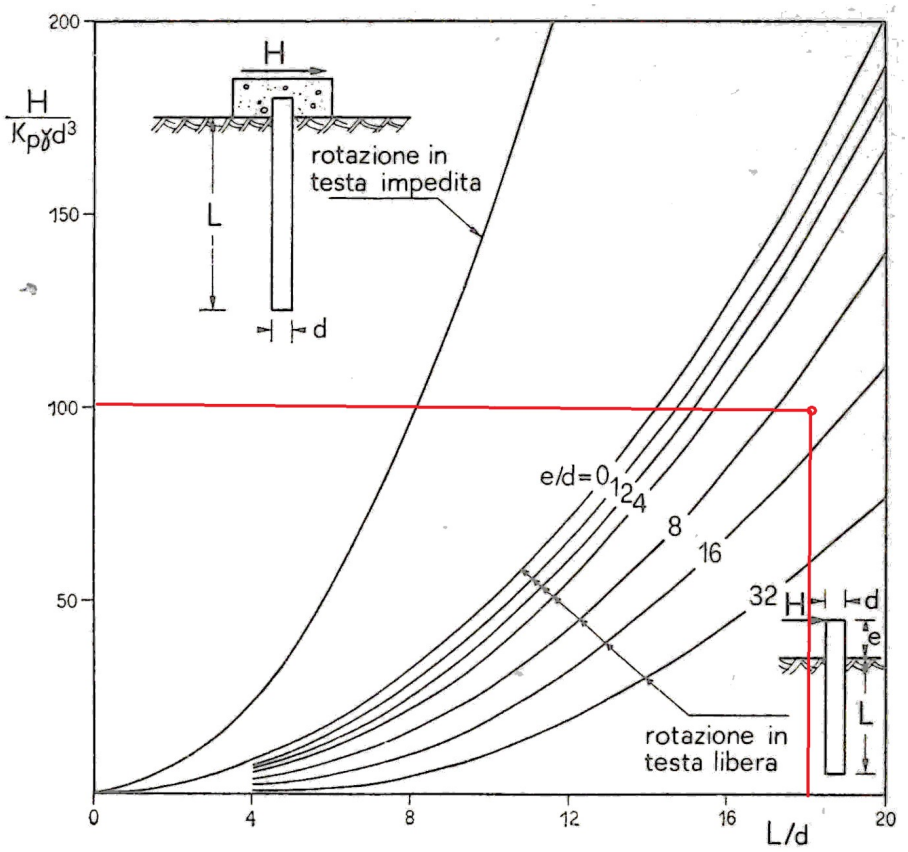
Nel nostro i valori di inserimento nel grafico sono i seguenti:

diametro "fittizio" del palo (inviluppo di un profilo HEA200): d=0.25 m

lunghezza di infissione del palo nel terreno: **4.50 m**

rapporto eccentricità diametro palo: e/d=3.00/0.25=12.0

rapporto lunghezza infissione palo diametro: 4.50/0.25=18.0



Ottenendo il valore di $H/(K_p \cdot \gamma \cdot d^3)=100$

e pertanto H (carico limite orizzontale) pari a: $100x(K_p \cdot \gamma \cdot d^3)=100x2.37x1860x0.25^3=6888$ 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. 1 di verticali indagate risultano pari rispettivamente a 1.70 ed 1.70.

Visto che le verticali indagate sono identiche, valore medio e valore minimo coincidono, pertanto si utilizza il fattore di correlazione pari a 1.70.

Ovvero: $H_{lim-k}=6888/1.70=4052$ daN

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

$H_{Rd}=4052/1.3=$**3117 daN**

Tale valore è superiore al massimo valore di sforzo orizzontale pari a **2910 daN**. Ovvero viene verificata la relazione Rd>Ed.

8. 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.

8.1 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:

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

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

$q_{ult}=c'\cdot N_c\cdot s_c\cdot d_c\cdot i_c\cdot b_c\cdot g_c\cdot p_c\cdot e_c+q'\cdot N_q\cdot d_q\cdot i_q\cdot b_q\cdot g_q\cdot p_q\cdot e_q+0.5\cdot B\cdot y\cdot N_y\cdot s_y\cdot d_y\cdot i_y\cdot b_y\cdot g_y\cdot p_y\cdot e_y$ $Q_{ult}=q_{ult}\cdot B'\cdot L'$

Fattori di capacità portante

$N_c=(N_q-1)/\tan(\varphi)$
$N_q=e^{\pi\cdot\tan(\varphi)}\cdot\tan^2(\pi/4+\varphi/2)$
$N_y=2\cdot(N_q+1)\cdot\tan(\varphi)$

Fattori di forma

$s_c=1+N_q/N_c\cdot B'/L'$
$s_q=1+B'/L'\cdot\tan(\varphi)$
$s_y=1-0.4\cdot B'/L'$

Fattori di profondità

$d_c=d_q-(1-d_q)/(N_q-1)$
$d_q=1+2\cdot K\cdot\tan(\varphi)\cdot(1-\sin(\varphi))^2$ D<B K=D/B, D>B K=arctan(D/B)
$d_y=1.0$

Fattori di inclinazione dei carichi

$i_c=i_q-(1-i_q)/(N_q-1)$
$i_q=(1-V/(N+B'\cdot L'\cdot c'/\tan(\varphi)))^m$
$i_y=(1-V/(N+B'\cdot L'\cdot c'/\tan(\varphi)))^{(m+1)}$

Fattori di inclinazione base fondazione

$b_c=b_q-(1-b_q)/(N_q-1)$
$b_q=(1-\eta\cdot\tan(\varphi))^2$ - η angolo inclinazione base
$b_y=(1-\eta\cdot\tan(\varphi))^2$ - η angolo inclinazione base

Fattori di inclinazione pendio

$g_c=g_q-(1-g_q)/(N_q-1)$
$g_q=(1-\tan(\beta))^2$ - β angolo inclinazione pendio
$g_y=(1-\tan(\beta))^2$ - β 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 y, φ, c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)
B', L': Dimensioni efficaci della fondazione (B'=B-2·M_x/N - L'=L-2·M_y/N) (se B'>L' le due dimensioni vengono scambiate tra loro)
π: valore di phi greco (3.14159...)
V risultante dei tagli radq($V_x^2+V_y^2$) - N sforzo normale
$m=m_l\cdot\cos^2(\theta)+m_b\cdot\sin^2(\theta)$ - dove $m_l=(2+L/B)/(1+L/B)$, $m_b=(2+B/L)/(1+B/L)$, θ angolo di V con la direzione di L

8.1.1 Power Station

Viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 13.00x3.00 m e spessore di 0.30 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione	13.20x3.20x0.10x2400=	10138	daN
Peso proprio platea	13.00x3.00x0.30x2500=	29250	daN
Peso proprio macchinari		23000	daN
		======	
	Totale	62388	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 0.60, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a 23000x0.60=13800 daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: 13800x(1.16+0.40)=21528 daN

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

Fondazioni Power Station

Dati di input generale e geometria fondazione

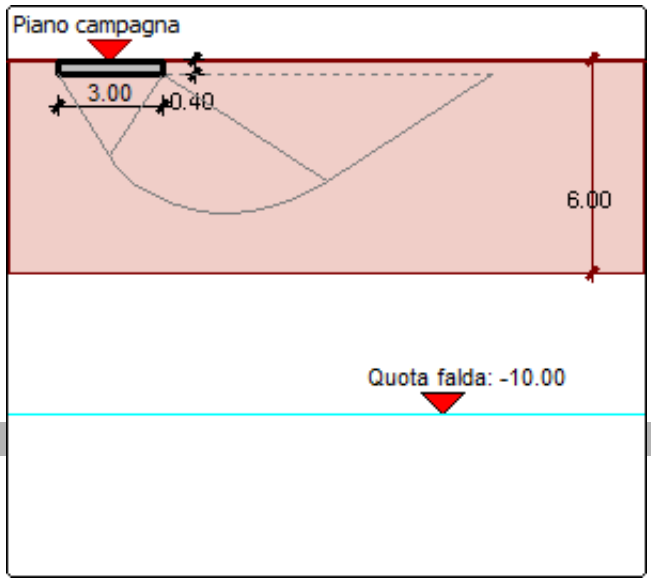
Teoria statica: VESIC (1975)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	3.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	13.00 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 daN/cm²	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	18.60	18.60	24.0	0.00	0.00	6.00	500.00	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 (daN/cm²)
c_u : Coesione non drenata (daN/cm²)
H_{str} : Spessore dello strato (m)
E_{ed} : Modulo edometrico (daN/cm²)
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
18.60	24.0	0.00		500.00	0.90

Verifiche a scorrimento

H=radq(V_x²+V'$_y$²) - 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_y·cos(α) - α angolo inclinazione base fondazione

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

N_c=	19.324		N_q=	9.603		N_y=	9.442	
c'=	0.00	daN/cm²	q=	0.07	daN/cm²	y=	18.60	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 reali (B, L) della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)		
623.88	215.28			138.00	Riferimento globale	B'=2.31 m
623.88	215.28			138.00	Riferimento locale	L'=13.00 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.115	1.047	0.593	1.000	1.000			0.692
q	1.103	1.042	0.636	1.000	1.000			0.730
y	0.908	1.000	0.495	1.000	1.000			0.449

q_{ult}= 1.43 daN/cm² Q_{ult}= 4303.51 kN $R=Q_{ult}/N$ = 6.898 > R3=2.3
H= 138.00 kN R_{scorr}= 277.77 kN $R=R_{scorr}/H$= 2.013 > R3=1.1

Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)		
562.88		215.28	138.00		Riferimento globale	B'=3.00 m
562.88		215.28	138.00		Riferimento locale	L'=12.24 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.115	1.047	0.683	1.000	1.000			0.797
q	1.103	1.042	0.716	1.000	1.000			0.823
y	0.908	1.000	0.541	1.000	1.000			0.491

q_{ult}= 1.88 daN/cm² Q_{ult}= 6901.19 kN $R=Q_{ult}/N$ = 12.261 > R3=2.3
H= 138.00 kN R_{scorr}= 250.61 kN $R=R_{scorr}/H$= 1.816 > R3=1.1

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)
q_{ult}= 1.43 daN/cm² Q_{ult}= 4303.51 kN R=Qult/N = 6.898 > R3=2.3
Combinazione di carico: 2 (Verifica a scorrimento)
H= 138.00 kN R_{scorr}= 250.61 kN $R=R_{scorr}/H$ = 1.816> R3=1.1

8.1.2 Cabine ausiliarie prefabbricate

Si esamina la cabina più piccola in cui viene realizzata una platea di fondazione in calcestruzzo armato di dimensioni 3.00x3.00 m e spessore di 0.15 m.

Analisi dei carichi

Peso proprio magrone di sottofondazione	3.20x3.20x0.10x2400=	2458	daN
Peso proprio platea	3.00x3.00x0.15x2500=	3375	daN
Peso proprio cabina		10000	daN
		======	

Totale 15833 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 0.60, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a 10000x0.60=6000 daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: 6000x1.60=9600 daN

Fondazioni Cabina Ausiliaria

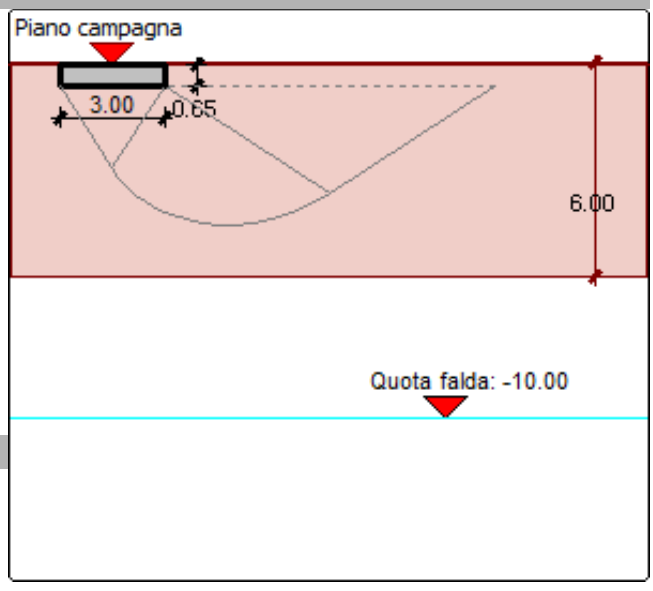
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: VESIC (1975)
Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 3.00 m
[L] Lunghezza (dir x): 3.00 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 daN/cm²
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	18.60	18.60	24.0	0.09	0.00	6.00	500.00	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 (daN/cm²)
c_u : Coesione non drenata (daN/cm²)
H_{str} : Spessore dello strato (m)
E_{ed} : Modulo edometrico (daN/cm²)
D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.65 m e 6.65 m

y	φ	c'	c_u	E_{ed}	D_r
18.60	24.0	0.09		500.00	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_y·cos(α) - α angolo inclinazione base fondazione

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

N_c=	19.324		N_q=	9.603		N_y=	9.442	
c'=	0.09	daN/cm²	q=	0.12	daN/cm²	y=	18.60	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 reali (B, L) della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)		
158.33	96.00			60.00	Riferimento globale	B'=1.79 m
158.33	96.00			60.00	Riferimento locale	L'=3.00 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.497	1.076	0.645	1.000	1.000			1.039
q	1.445	1.068	0.682	1.000	1.000			1.053
y	0.600	1.000	0.529	1.000	1.000			0.317

q_{ult}= 3.53 daN/cm² Q_{ult}= 1891.87 kN $R=Q_{ult}/N$ = 11.949 > R3=2.3
H= 60.00 kN R_{scorr}= 109.10 kN $R=R_{scorr}/H$= 1.818 > R3=1.1

8.1.3 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	12.70x3.20x0.10x2400=	9754	daN
Peso proprio platea	12.50x3.00x0.30x2500=	28125	daN
Peso proprio container		5000	daN
		======	
	Totale	42879	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 0.6, pertanto si ha uno sforzo orizzontale sulla fondazione pari a 5000x0.60=3000 daN.

Forza orizzontale che genera un momento flettente pari a: 3000x1.35=4050 daN

Fondazioni Control Room

Dati di input generale e geometria fondazione

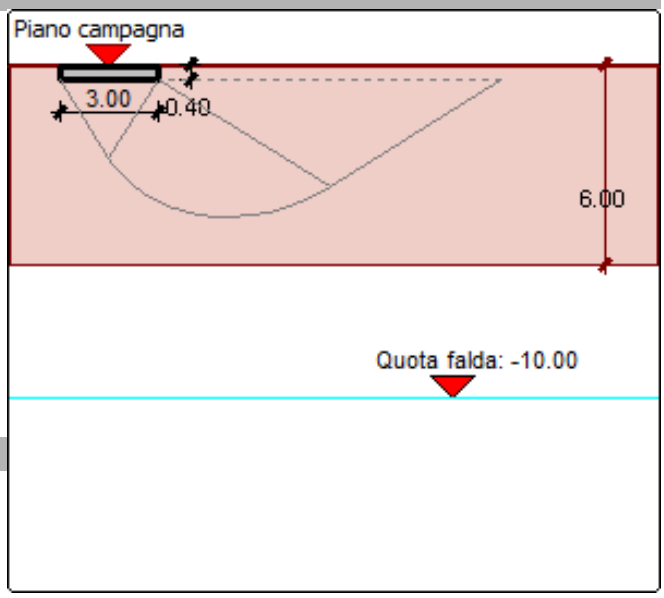
Teoria statica: VESIC (1975)
Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 3.00 m [L] Lunghezza (dir x): 12.50 m
[D] Profondità (dir z): 0.40 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B: 0.0° [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]: 0.00 daN/cm² 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	18.60	18.60	24.0	0.09	0.00	6.00	500.00	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 (daN/cm²)
c_u : Coesione non drenata (daN/cm²)
H_{str} : Spessore dello strato (m)
E_{ed} : Modulo edometrico (daN/cm²)
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
18.60	24.0	0.09		500.00	0.90

Verifiche a scorrimento

H=radq(V_x^2+V'_y^2) - 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_y·cos(α) - α angolo inclinazione base fondazione

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

N_c=	19.324		N_q=	9.603		N_y=	9.442	
c'=	0.09	daN/cm²	q=	0.07	daN/cm²	y=	18.60	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 reali (B, L) della fondazione

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)		
428.79	40.50			30.00	Riferimento globale	B'=2.81 m
428.79	40.50			30.00	Riferimento locale	L'=12.50 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.119	1.047	0.947	1.000	1.000			1.110
q	1.107	1.042	0.953	1.000	1.000			1.099
y	0.904	1.000	0.928	1.000	1.000			0.839

q_{ult}= 4.79 daN/cm² **Q_{ult}= 16816.74 kN** **R=Q_{ult}/N = 39.219 > R3=2.3**
H= 30.00 kN **R_{scorr}= 443.91 kN** **R=R_{scorr}/H= 14.797 > R3=1.1**

Combinazione di carico: 2 - statica

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)

Firmato digitalmente da
FRANCESCO COPPOLA
C = IT

428.79	40.50	30.00	Riferimento globale	B'=3.00 m
428.79	40.50	30.00	Riferimento locale	L'=12.31 m

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.119	1.047	0.966	1.000	1.000			1.132
q	1.107	1.042	0.970	1.000	1.000			1.118
y	0.904	1.000	0.945	1.000	1.000			0.854

q_{ult}= 5.02 daN/cm² **Q_{ult}= 18530.10 kN** **R=Q_{ult}/N = 43.215 > R3=2.3**
H= 30.00 kN **R_{scorr}= 456.83 kN** **R=R_{scorr}/H= 15.228 > R3=1.1**

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)
q_{ult}= 4.79 daN/cm² **Q_{ult}= 16816.74 kN** **R=Qult/N = 39.219 > R3=2.3**
Combinazione di carico: 1 (Verifica a scorrimento)
H= 30.00 kN **R_{scorr}= 443.91 kN** **R=R_{scorr}/H = 14.797> R3=1.1**