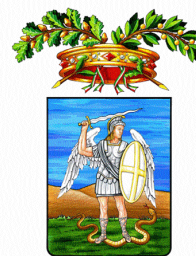




Regione Puglia



Comune di Cerignola



Provincia di Foggia

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DI UN PARCO AGROVOLTAICO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA,
DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI
Località Riscata - Comune di Cerignola (FG)

PROGETTO DEFINITIVO

CRG_GEOT.01
Relazione geotecnica

Proponente



Rinnovabili Sud Due

Via Della Chimica, 103 - 85100 Potenza (PZ)

Formato

A4

Scala

-

Progettista

Ing. Gaetano Cirone

Ing. Pietro Valente

Ing. Adele Oliveto

Geol. Emanuele Bonanno



Revisione	Descrizione	Data	Preparato	Controllato	Approvato
00	Prima emissione	10/02/2022	Ing. A.Oliveto	Ing. Gaetano Cirone	Ing. Gaetano Cirone

Sommario

1	OGGETTO E FINALITÀ DEL LAVORO	2
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	3
4	TIPOLOGIA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE SCELTO	5
5	MODELLAZIONE GEOTECNICA	5
6	CARICO LIMITE FONDAZIONI SUPERFICIALI	5
6.1	Carichi	9
6.2	Verifiche capacità portante	9



1 OGGETTO E FINALITÀ DEL LAVORO

La presente relazione descrive le proprietà geomeccaniche dei terreni alla luce dei dati resi disponibili dalle indagini disponibili valutando la capacità portante delle fondazioni dei manufatti presenti nell'area dell'impianto di generazione e nell'area della stazione elettrica utente. Per maggiori dettagli riguardo le indagini si rimanda alla relazione geologica.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- LEGGE n° 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- D.M. LL.PP. del 16/01/1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- Eurocodice 7 - Parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- Eurocodice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
- Circolare applicativa alle NTC2018.



3 INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In questa fase progettuale si è programmata una campagna indagini in sito comprendente di n.3 stendimenti sismici a rifrazione di tipo MASW, con lo scopo di determinare la categoria di sottosuolo dal punto di vista sismico secondo le NTC 2018 e a dare una preliminare indicazione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni di sedime.

I risultati delle indagini eseguite sono riportati in coda alla presente relazione e la loro ubicazione nell'area di studio è riportata nell'allegato "Carta ubicazione indagini geognostiche".

In questa fase progettuale le indagini hanno riguardato unicamente l'area impianto e non l'area di connessione RTN in quanto il posizionamento delle opere di connessione può essere soggetto a modifiche.

Con le indagini e i rilievi eseguiti e dall'analisi della bibliografia si è potuto avere un quadro preliminare delle caratteristiche sismiche e geotecniche medie dei terreni indagati.

Data la vastità del territorio in esame e l'uniformità dei dati riscontrati dalle indagini geognostiche in situ, si è optato per definire un unico modello geologico-tecnico dell'intera area impianto, attribuendo alle unità litotecniche i parametri sismici e geotecnici medi più cautelativi, per come riportato nella seguente serie stratigrafica e nell'allegato "Sezione Litotecnica di riferimento":

0.00 - 1.50 m Unità Litotecnica L1a: Terreno vegetale sabbioso-limoso, alterato, rimaneggiato e scarsamente consistente, a cui si associano i seguenti intervalli dei parametri geomeccanici e sismici: $\gamma = 17-18 \text{ KN/m}^3$; $E_y \text{ Young} = 50-80 \text{ Mpa}$; $\text{Poisson}=0.50-0.48$; $V_s= 100-140 \text{ m/s}$.

1.50 – 3.00 m Unità Litotecnica L2a: alternanza di strati a prevalente componente sabbiosa con livelli a prevalente componente argillitica, di spessore variabile dal decimetrico al metrico, alterato e poco consistente, a cui si associano i seguenti intervalli dei parametri geomeccanici e sismici: $\gamma = 17.5-18.5 \text{ KN/m}^3$; $E_y \text{ Young} = 180-220 \text{ Mpa}$; $\text{Poisson}=0.48-0.46$; $V_s= 180-210 \text{ m/s}$.

3.00 – 13.00 m Unità Litotecnica L2b: alternanza di strati a prevalente componente sabbiosa con livelli a prevalente componente argillitica, di spessore variabile dal decimetrico ad alcuni metri e con locali intervalli ghiaiosi, mediamente consistente, a cui si associano i seguenti intervalli dei parametri geomeccanici e sismici: $\gamma = 18.5-19.5 \text{ KN/m}^3$; $E_y \text{ Young} = 500-530 \text{ Mpa}$; $\text{Poisson}=0.44-0.45$; $V_s= 280-320 \text{ m/s}$.



13.00 – 25.00 m Unità Litotecnica L2c: alternanza di strati a prevalente componente sabbiosa con livelli a prevalente componente argillitica, di spessore variabile dal decimetrico ad alcuni metri e con locali intervalli ghiaiosi, consistente a cui si associano i seguenti intervalli dei parametri geomeccanici e sismici: $\gamma = 19.5-20.5 \text{ KN/m}^3$; $E_y \text{ Young} = 1000-1500 \text{ Mpa}$; $\text{Poisson}=0.43-0.42$; $V_s= 410-500 \text{ m/s}$.

25.00 – oo m Unità Litotecnica L2d: alternanza di strati a prevalente componente sabbiosa con livelli a prevalente componente argillitica, di spessore variabile dal decimetrico ad alcuni metri e con locali intervalli ghiaiosi, molto consistente, a cui si associano i seguenti intervalli dei parametri geomeccanici e sismici: $\gamma = 21.0-22.00 \text{ KN/m}^3$; $E_y \text{ Young} = 3000-3500 \text{ Mpa}$; $\text{Poisson}=0.41-0.40$; $V_s= 650-800 \text{ m/s}$.

In considerazione dei valori di velocità delle onde di taglio V_s riscontrati nei vari stati emersi dalle indagini MASW si riporta di seguito i valori delle V_s equivalenti nei primi 30 metri di profondità utili alla definizione della classe di amplificazione.

MASW_01

$V_{s_{eq}} = 381 \text{ m/sec}$ al piano campagna

MASW_02

$V_{s_{eq}} = 403 \text{ m/sec}$ al piano campagna

MASW_03

$V_{s_{eq}} = 362 \text{ m/sec}$ al piano campagna

Da tali valori di $V_{s_{eq}}$ si può classificare l'area di studio come:

Categoria di sottosuolo di tipo 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 fra 360 m/s e 800 m/s."

Categoria topografica T1.

La presente stratigrafia unitamente alla carta geologica costituisce il modello geologico di riferimento.



Il volume significativo ai fini della valutazione della capacità portante, trattandosi di fondazione del tipo superficiale, è pari $1,5 \times B$, dove B è la dimensione trasversale della fondazione dei manufatti; Si assume nelle calcolazioni della capacità portante un angolo di attrito pari a $\Phi = 25^\circ$ per i primi 1,5m, $\Phi = 27^\circ$ per lo strato da 1,5 a 3 m; $\Phi = 29^\circ$ per lo strato da 3 a 8 m;

4 TIPOLOGIA DEL SISTEMA DI FONDAZIONE SCELTO

Le cabine di campo avranno un sistema di fondazione del tipo a vasca in CAV per le cabine monoblocco; Si adotteranno invece fondazioni in c.a gettate in opera per le cabine tipo shelter (container impianto di accumulo elettrochimico) e per l'edificio della stazione elettrica utente;

5 MODELLAZIONE GEOTECNICA

Ai fini del calcolo strutturale l'interazione piastra-terreno è stata trascurata modellando il vincolo al piede ed sugli stralli come rigido e svincolato a flessione.

6 CARICO LIMITE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:



$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "I_{r,crit}":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{-\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k₀ coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)



- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee



e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B , L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove : se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove : } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$



$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

6.1 Carichi

Per i manufatti cabine prefabbricate e l'edificio si considerano i seguenti carichi:

G₁: 12 KN/mq

G₂: 5 KN/mq

Q_k: 4 KN/mq

6.2 Verifiche capacità portante

Con riferimento alle cabine di campo con larghezza 2,48 m si calcola di seguito la capacità portante.

Le verifiche sono state effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Con riferimento ai carichi del capitolo precedente lo sforzo normale di progetto è pari a:

$$N = 1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot g_2 + 1,5 \cdot Q_k = 69,70 \text{ KN}$$

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

N _c =	29.414	N _q =	16.038	N _y =	13.909
c'=	0.00 kPa	q=	10.80 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)

Combinazione di carico: 1 - statica

N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	V _x (kN)	V _y (kN)			
69.70					Riferimento globale	B'=2.48 m	
69.70					Riferimento locale	L'=1.00 m	
Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.000						1.000
q	1.000						1.000



y	1.000			1.000
q_{ult}	298.39 kPa	Q_{ult}	740.01 kN	$R=Q_{ult}/N = 10.617 > R3=2.3$
H	0.00 kN	R_{scorr}	35.63 kN	$R=R_{scorr}/H= \text{Infinito} > R3=1.1$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte

