

**Impianto di produzione di energia elettrica agrivoltaico  
di potenza nominale pari a 71,05 MWp situato nei  
Comuni di Troia (FG), Lucera (FG) e Biccari (FG) e  
relative opere di connessione alla RTN nel Comune di  
Troia (FG), in provincia di Foggia**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

<b>Nov. 2023</b>	<b>00</b>	<b>Richiesta A.U.</b>	<b>GIORGIO MARIA RESTAINO</b>	<b>PATRIZIA RUBERTO</b>	<b>DOMENICO ANTONIO NUZZOLO</b>
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale			ID Documento Committente		
			<p align="center"><b>H004_FV_BCR_00109</b></p>		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale			ID Documento Appaltatore		
 <p><b>sede legale e operativa</b> San Martino Sannita (BN) Loc. Chianarile snc Area Industriale <b>sede operativa</b> Lucera (FG) via A. La Cava 114 P.IVA 01465940623 <b>Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873</b></p> <p><b>Il Progettista</b> <b>Dott. Ing. Domenico Antonio NUZZOLO</b></p> 			<p align="center"><b>SEZIONE 9</b> <b>00109_Relazione geotecnica</b></p>		

## Sommario

1	Descrizione del progetto .....	3
2	Normativa di riferimento .....	5
3	Caratterizzazione geotecnica.....	6
4	Scelta tipologica delle opere di fondazione .....	10
5	Verifiche di sicurezza fondazioni indirette .....	11
5.1	Analisi dei pali.....	13
5.2	Capacità portante di punta.....	14
5.3	Capacità portante per resistenza laterale .....	14
6	Verifiche di sicurezza fondazioni dirette .....	16
6.1	Carico limite fondazioni dirette.....	17
6.2	Cabine di campo fotovoltaico.....	18

	ID Documento Committente <b>H004_FV_BCR_00109</b>	Pagina 3 / 23
		Numero Revisione
		00

## 1 Descrizione del progetto

Il progetto proposto riguarda la realizzazione di un impianto di tipo agrivoltaico di potenza nominale pari a 71,05 MWp da installarsi in provincia di Foggia, nei territori comunali di Troia, Lucera e Biccari.

Proponente dell’iniziativa è la società Iren Green Generation Tech s.r.l.

L’impianto consta di sedici campi che si sviluppano nella parte settentrionale del territorio di Troia, interessando anche le zone immediatamente limitrofe di Biccari e Lucera. Gli stessi sono collegati a mezzo di un cavidotto MT interrato che si diparte dalla cabina di raccolta presente all’interno del Campo 14 e che arriva fino alla stazione elettrica di trasformazione 30/150 kV di utenza sita alla località “Monsignore” del comune di Troia. In particolare, per la connessione alla rete RTN sarà realizzato il prolungamento del sistema sbarre in AT 150 kV, all’interno dell’esistente stazione elettrica condivisa e di trasformazione.

La viabilità locale garantisce l’accesso anche a mezzi di portata e dimensione superiore agli autoveicoli, ed in particolare l’area nord è servita dalla SP 132 e quindi da una strada locale che si interseca con quest’ultima, mentre l’area sud è servita dalla SP 125, anch’essa collegata ad una strada locale che lambisce le aree di impianto.

Il progetto proposto non insiste all’interno di nessuna area protetta, tantomeno in aree SIC o ZPS.

Si prevede l’occupazione di una superficie pari a circa 157,73 Ha, tutti ricadenti in aree agricole; la vegetazione presente al momento delle ispezioni e dei rilievi in sito (estate/autunno 2023) risulta infatti costituita da ampie distese di colture estensive ad indirizzo cerealicolo con presenza elevata di uno strato erbaceo caratterizzato, a livello intercalare, da malerbe infestanti di natura spontanea.

Dal punto di vista della tutela del paesaggio, le aree sono ricomprese all’interno dell’unità paesaggistica denominata “Tavoliere” (Ambito 3 del PPTR).

Sono previste opere di mitigazione, consistenti in una fascia arbustiva perimetrale e di piante arboree nella zona a nord; a tal proposito, le specie vegetali saranno di tipo autoctono in modo da ottenere una più veloce rinaturalizzazione delle aree interessate dai lavori e l’impiego di piante con predisposizione mellifera. Il progetto prevede infatti la realizzazione di una recinzione perimetrale del parco, con messa a dimora a distanza di 50 cm dalla stessa, di una siepe arbustiva per tutta la sua lunghezza (solo in alcuni tratti dei cluster a nord, in prossimità di alcune strade di passaggio, verranno utilizzate essenze arboree ed in particolare piante di Olea europea). La siepe “arbustiva” sarà realizzata con specie vegetali ad attitudine mellifera, che nell’arco di pochi anni andranno a costituire una “barriera verde”.

Al fine di ottimizzare le operazioni di valorizzazione ambientale ed agricola dell’area a completamento di un indirizzo programmatico gestionale che mira alla conservazione e protezione dell’ambiente nonché all’implementazione delle caratterizzazioni legate alla biodiversità, si intende praticare nella fascia di mitigazione arbustiva dell’impianto un progetto di apicoltura con Api Mellifere (ape comune) e relativo bio-monitoraggio ambientale. Si è ritenuto opportuno

	<p>ID Documento Committente</p> <p><b>H004_FV_BCR_00109</b></p>	Pagina 4 / 23
		Numero Revisione
		00

l'introduzione di un progetto di apicoltura nelle aree di intervento, non solo per sfruttare al meglio lo spazio a disposizione con una altra attività produttiva (produzione di miele), ma anche per il ruolo svolto dalle api nell'ecosistema.

	ID Documento Committente <b>H004_FV_BCR_00109</b>	Pagina 5 / 23
		Numero Revisione
		00

## 2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

- “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”. Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica Roma 1981.
- D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”. Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.
- Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica” - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

### 3 Caratterizzazione geotecnica

La situazione litostratigrafica, geotecnica ed idrogeologica dell'area **Parco Fotovoltaico** è stata ricostruita sulla base dei dati da studi ed indagini geologiche condotti in aree adiacenti alla zona interessata da questo studio, mentre la caratterizzazione sismica è stata definita sulla base delle Indagini Sismiche MASW effettuate in sito. **Nell'area in cui affiorano i depositi di argille scistose, argille scistose, argille marnose grigio - azzurrognole, sabbie argillose di marne argillose grigie, la situazione litostratigrafica e geomeccanica presenta tre complessi principali di terreno:**

1° Complesso: costituito da terreno vegetale, grigio nerastro, di natura limoso-sabbiosa, per uno spessore medio di 0.50 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>Letteratura</b>	18.00	18.00	10.00

2° Complesso: costituito da limo argilloso-sabbioso con flocculi farinosi biancastri di alterazione, avano scuro, per uno spessore medio di 5.00 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>S2C1 4.50 m API NOVA ENERGY S.p.a.</b>	20.01	25.41	23.04

3° Complesso: costituito da limo argilloso, debolmente sabbioso fine, verde oliva chiaro, oltre la profondità di 5.50 metri dal p.c., dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>S2C2 9.00 m API NOVA ENERGY S.p.a.</b>	20.53	25.78	23.48
<b>S2C3 14.50 m API NOVA ENERGY S.p.a.</b>	19.94	26.40	21.37

Idrogeologicamente, è presente una falda freatica che si attesta alla profondità di circa – 8.50 metri dal p.c.

Sismicamente, dall'indagine sismiche MASW effettuate in sito il  $V_{seq}$  è risultato compreso tra 349 m/sec e 357 m/sec, pertanto la classe di suolo appartenete è C – (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s). Essendo la pendenza del sito inferiore a  $15^\circ$ , il coefficiente topografico  $St = 1,0$ .

**Nell'area in cui affiorano i depositi di fluviali terrazzati costituiti da ciottoli etero dimensionali, arrotondati, in matrice sabbiosa, la situazione litostratigrafica e geomeccanica presenta quattro complessi principali di terreno:**

1° Complesso: costituito da terreno vegetale, grigio nerastro, di natura limoso-sabbiosa, per uno spessore medio di 0.50 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>Letteratura</b>	18.00	18.00	10.00

2° Complesso: costituito da ciottolame eterometrico in matrice sabbiosa, avano giallastro, per uno spessore medio di 4.50 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>Letteratura</b>	21.00	35.00	5.00

3° Complesso: costituito da limo argilloso-sabbioso con flocculi farinosi biancastri di alterazione, avano scuro, per uno spessore medio di 5.00 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>S2C1 4.50 m</b> <b>API NOVA ENERGIA S.p.a.</b>	20.01	25.41	23.04

4° Complesso: costituito da limo argilloso, debolmente sabbioso fine, verde oliva chiaro, oltre la profondità di 10.00 metri dal p.c., dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>S2C2 9.00 m</b> <b>API NOVA ENERGIA S.p.a.</b>	20.53	25.78	23.48
<b>S2C3 14.50 m</b> <b>API NOVA ENERGIA S.p.a.</b>	19.94	26.40	21.37

Idrogeologicamente, è presente una falda freatica che si attesta alla profondità di circa – 8.50 metri dal p.c.

Sismicamente, dall'indagine sismiche MASW effettuate in sito il  $V_{seq}$  è risultato pari a 374 m/sec, pertanto la classe di suolo appartenete è B – (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s). Essendo la pendenza del sito inferiore a 15°, il coefficiente topografico  $St = 1,0$ .

Le condizioni geologiche e geomorfologiche sono tali per cui l'area può essere definita "stabile". I rilievi geologici di superficie e le osservazioni geomorfologiche non hanno evidenziato segni morfologici tali da poter parlare di una instabilità generale dell'area. Inoltre una marcata omogeneità geolitologica dei terreni affioranti rappresentano una garanzia di stabilità, per cui sono da escludere eventuali fenomeni che possano compromettere la stabilità dell'area.

## Area Stazione Elettrica Utente

La situazione litostratigrafica, geotecnica, sismica ed idrogeologica dell'area della Stazione Elettrica Utente, è stata ricostruita sulla base dei dati da studi ed indagini geologiche condotti in aree adiacenti alla zona interessata da questo studio.

La situazione litostratigrafica e geomeccanica presenta tre complessi principali di terreno:

1° Complesso: costituito da terreno vegetale, grigio nerastro, di natura limoso-sabbiosa, per uno spessore medio di 0.50 metri, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>
<b>Letteratura</b>	18.00	18.00	10.00

2° Complesso, più superficiale, con spessore medio di 5.50 metri, costituito da limo sabbioso argilloso, avano giallastro - grigiastro, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>	<b>Cu</b> kN/m <sup>2</sup>	<b>Med</b> MN/m <sup>2</sup>
<b>SSE2C1 2.50 m SSE AW2 S.r.l.</b>	20.52	22.8	36.51	146.5	6

3° Complesso, oltre la profondità media di 6.0 metri, costituito da argille siltose, grigio-azzurre, con sottili venature sabbiose, molto consistente, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<b>Riferimento</b>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\varphi$ °	<b>C'</b> kN/m <sup>2</sup>	<b>Cu</b> kN/m <sup>2</sup>	<b>Med</b> MN/m <sup>2</sup>
<b>SSE1C3 10.00 m SSE AW2 S.r.l.</b>	19.69	24.1	22.07	348	10

Idrogeologicamente, è presente una falda freatica superficiale alla profondità media di circa 6.00 metri dal p.c. Sismicamente, dall'indagine sismiche pregresse effettuate è risultato un Vs eq pari a 303.9 m/sec, pertanto la classe di suolo appartenete è C. Essendo la pendenza del sito inferiore a 15°, il coefficiente topografico St = 1,0.

Le condizioni geologiche e geomorfologiche sono tali per cui l'area può essere definita "stabile". I rilievi geologici di superficie e le osservazioni geomorfologiche non hanno evidenziato segni morfologici tali da poter parlare di una instabilità generale dell'area. Inoltre una marcata omogeneità geolitologica dei terreni affioranti rappresentano una garanzia di stabilità, per cui sono da escludere eventuali fenomeni che possano compromettere la stabilità dell'area.

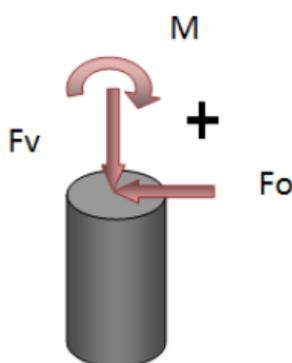
	ID Documento Committente <b>H004_FV_BCR_00109</b>	Pagina 10 / 23
		Numero Revisione
		00

#### 4 Scelta tipologica delle opere di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste fondazioni indirette per le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici e fondazioni dirette per le cabine e le opere di stazione.

## 5 Verifiche di sicurezza fondazioni indirette

Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione (plinto circolare ad elevata rigidezza come riportato nella relazione tecnica di calcolo strutturale) e per la posizione dei pali (distribuiti lungo una circonferenza a ridosso del bordo esterno del plinto) si esclude la verifica a stabilità globale. Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



Convenzione positiva dei carichi

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa  $A_i + M_i + R_i$  dove con  $A$  i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con  $M$  i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e  $R$  i quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito; il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\zeta$  riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto R d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico Rk applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_t = 1,0$	$\gamma_t = 1,6$	$\gamma_t = 1,3$

## 5.1 Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito  $\Phi$  e la coesione  $c$ . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$  portanza totale del palo

$Q_P$  portanza di base del palo

$Q_L$  portanza per attrito laterale del palo

$W_P$  peso proprio del palo

e le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

## 5.2 Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q$  è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$  e  $N'_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma. Il parametro  $\eta$  che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

$K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:  $K_0 = 1 - \sin\varphi$ .

## 5.3 Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = p \cdot \int_0^L s \, dz$$

dove  $p$  è il perimetro del palo mentre  $s$  è dato dalla relazione:

$$s = k \mu \sigma'_{vz}$$

dove  $k$  è un coefficiente empirico dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto o trivellato) e dalle proprietà del terreno, e nello specifico posto pari ad 1. Il coefficiente d'attrito  $\mu$  dipende invece dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno, nel caso specifico per palo in acciaio vale 0.36.

	ID Documento Committente <b>H004_FV_BCR_00109</b>	Pagina 15 / 23
		Numero Revisione
		00

## SFILAMENTO DEGLI ELEMENTI VERTICALI

L'azione massima agente (uplift) sugli elementi verticali della struttura è pari a:

$$N_{max} = 13.65 \text{ kN}$$

Per questi elementi vale la formula della portanza laterale di un palo battuto che restituisce, alla tensione calcolata, un valore di altezza di infissione delle strutture di **1,80 m**, valore ritenuto anch'esso accettabile. Tuttavia in merito a tale questione si ritiene che geotecnicamente lo strato di terreno da 0 a 2m non sia modellabile con assoluta certezza, e che la formula sopraindicata ha valore per pali di fondazione che generalmente hanno una profondità maggiore di 10m, la proponente, quindi, di concerto con la direzione lavori effettuerà degli opportuni extraction test atti a determinare la reale forza di adesione terreno-palo a seconda delle diverse condizioni geologiche dell'area di impianto. La campagna di extraction test in particolari punti dell'area di impianto determinerà con certezza la lunghezza di infissione degli elementi verticali.

## 6 Verifiche di sicurezza fondazioni dirette

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

**Tabella 8 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018**

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

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 9 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II del D.M. 2018**

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

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

**Tabella 10 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Tabella 6.4.I del D.M. 2018**

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

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite. Per i risultati del calcolo si rimanda alla relazione preliminare sulle strutture.

### 6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

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

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

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

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

$B'$  = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi NB);

$L$  = lunghezza della fondazione;

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

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;

$s, d, i, g, b, \Psi, r$  = coefficienti correttivi.

## 6.2 Cabine di campo fotovoltaico

All'interno del campo fotovoltaico saranno presenti 15 cabine di campo (Power Station). Le POWER-STATION sono costituite da elementi prefabbricati tipo container in shelter metallici, idonei per installazioni in esterno, appositamente progettati ed assemblati per una massima durabilità e affidabilità nel tempo. Le pareti e il tetto del container sono isolati al fine di garantire una perfetta impermeabilità all'acqua e un corretto isolamento termico. Le fondazioni saranno realizzate mediante platea in c.a. in opera. Di seguito si riporta u tipologico delle power station in oggetto.

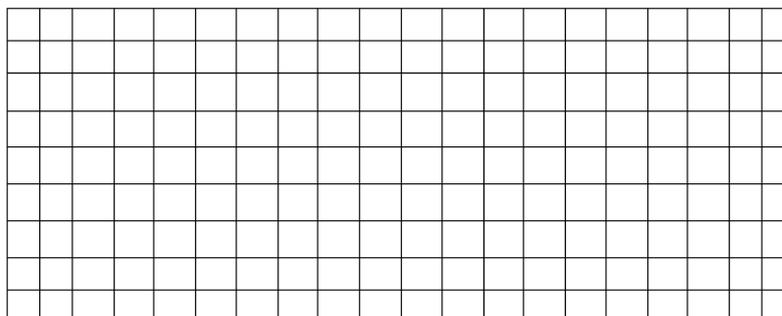


*Power station a singolo inverter*

Le fondazioni delle power station saranno di tipo superficiale a Platea in c.a. dello spessore di 50cm. il piano di posa sarà a  $- 1.10m$ .

È stata impiegata un'analisi dinamica in campo lineare conforme alle NTC 2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura; La procedura di calcolo adoperata, basata sul software API++ per il calcolo dello stato tenso/deformativo della struttura, si articola nel modo seguente:

- inserimento dei nodi della fondazione in ambiente API ++
- inserimento dei carichi, dello spessore e della costante di Winkler
- analisi dei risultati



*Modello wireframe della fondazione*

## I CARICHI DI PROGETTO

Il carico totale della sovrastruttura è stato inserito all'interno del modello attraverso la definizione di quattro forze concentrate come di seguito indicato

Di seguito si riporta un report dei parametri geotecnici del terreno e i risultati del calcolo del carico limite della fondazione, valutato con diverse formulazioni:

## CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Coefficiente di Sicurezza	3,00
Forma impronta fondazione	QUADRATA
Lato B fondazione	243 cm
Affondamento piano di posa Df	605 cm
Angolo Ø attrito terreno	25,0 °
Coesione terreno	0,230 daN/cm <sup>2</sup>
Peso di volume g terreno	2000 daN/m <sup>3</sup>

## RISULTATI DEL CALCOLO

Formula di MEYERHOF:

$$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$$

Pressione Ammissibile ( $Q_u/Coef.Sic.$ ) 12,63 daN/cm<sup>2</sup>

Nc (Coeff. portata) 20,72

Sc (Coeff. forma) 1,49

Dc (Coeff. prof.) 1,78

Nq (Coeff. portata) 10,66

Sq (Coeff. forma) 1,25

Dq (Coeff. prof.) 1,39

Ng (Coeff. portata) 6,77

Sg (Coeff. forma) 1,25

Dg (Coeff. prof.) 1,39

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C ( N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g ) \quad [C=0,4]$$

$K_{wink} 15,16 \text{ daN/cm}^3$

Formula di HANSEN:

$$Q_{ult} = c N_c S_c D_c + g D_f N_q S_q D_q + 0,5 g B N_g S_g D_g$$

Pressione Ammissibile ( $Q_u/\text{Coef.Sic.}$ )  $12,52 \text{ daN/cm}^2$

$N_c$  (Coeff. portata) 20,72

$S_c$  (Coeff. forma) 1,51

$D_c$  (Coeff. prof.) 1,48

$N_q$  (Coeff. portata) 10,66

$S_q$  (Coeff. forma) 1,47

$D_q$  (Coeff. prof.) 1,37

$N_g$  (Coeff. portata) 6,76

$S_g$  (Coeff. forma) 0,60

$D_g$  (Coeff. prof.) 1,00

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C ( N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g ) \quad [C=0,4]$$

$K_{wink} 15,02 \text{ daN/cm}^3$

Formula EUROCODICE 7:

$$Q_{ult} = c N_c S_c + g N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g$$

Pressione Ammissibile ( $Q_u/\text{Coef.Sic.}$ ):  $8,96 \text{ daN/cm}^2$

$N_c$  (Coeff. portata) 20,72

$S_c$  (Coeff. forma) 1,47

$N_q$  (Coeff. portata) 10,66

$S_q$  (Coeff. forma) 1,42

$N_g$  (Coeff. portata) 9,01

$S_g$  (Coeff. forma) 0,70

Stima Coeff. di Winkler (Bowles):

$$K_{wink} = C ( N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 g B N_g S_g ) \quad [C=0,4]$$

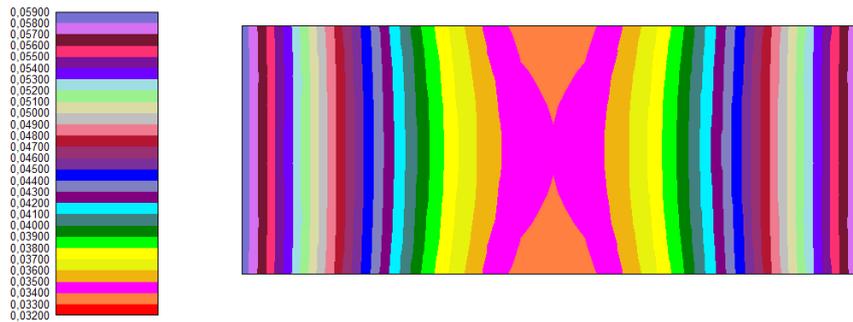
$K_{wink} 10,75 \text{ daN/cm}^3$

Il calcolo del carico limite risulta tralaltro fondamentale anche per poter stimare il valore della costante di Winkler da adottare per l'analisi di interazione terreno-fondazione, funzionale per poter pervenire alla definizione delle sollecitazioni di progetto e dio conseguenza alla progettazione delle armature. Tra le varie formulazioni è stata scelta quella più cautelativa fornita dall'Eurocodice 7, per la quale si ottiene un valore della costante di sottofondo, mediante la relazione proposta da Bowles, pari a  $K_{win} = 10,75 \text{ Kg/cm}^2$ .

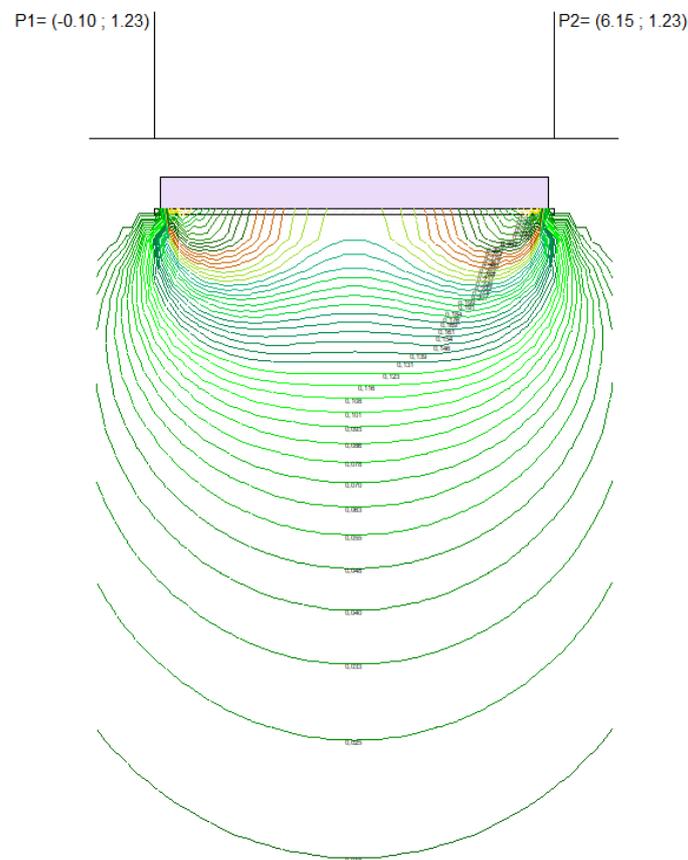
## ANALISI DEI RISULTATI

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti per la fondazione in esame:

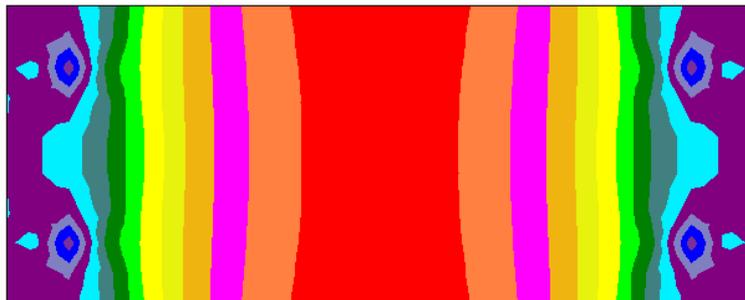
### - Abbassamenti "w" [cm]



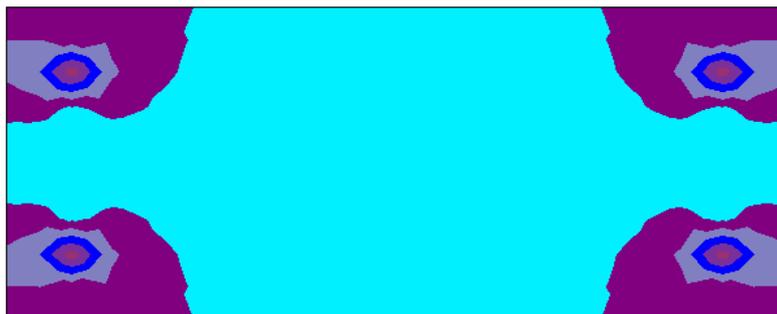
### - Bulbo delle pressioni



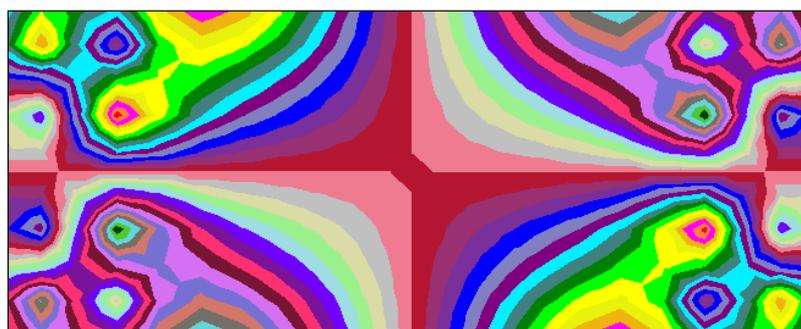
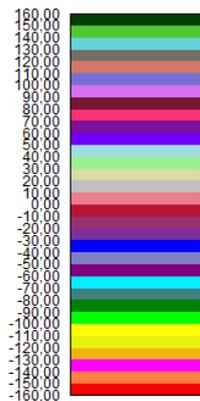
- Momento Mx [kg\*cm]



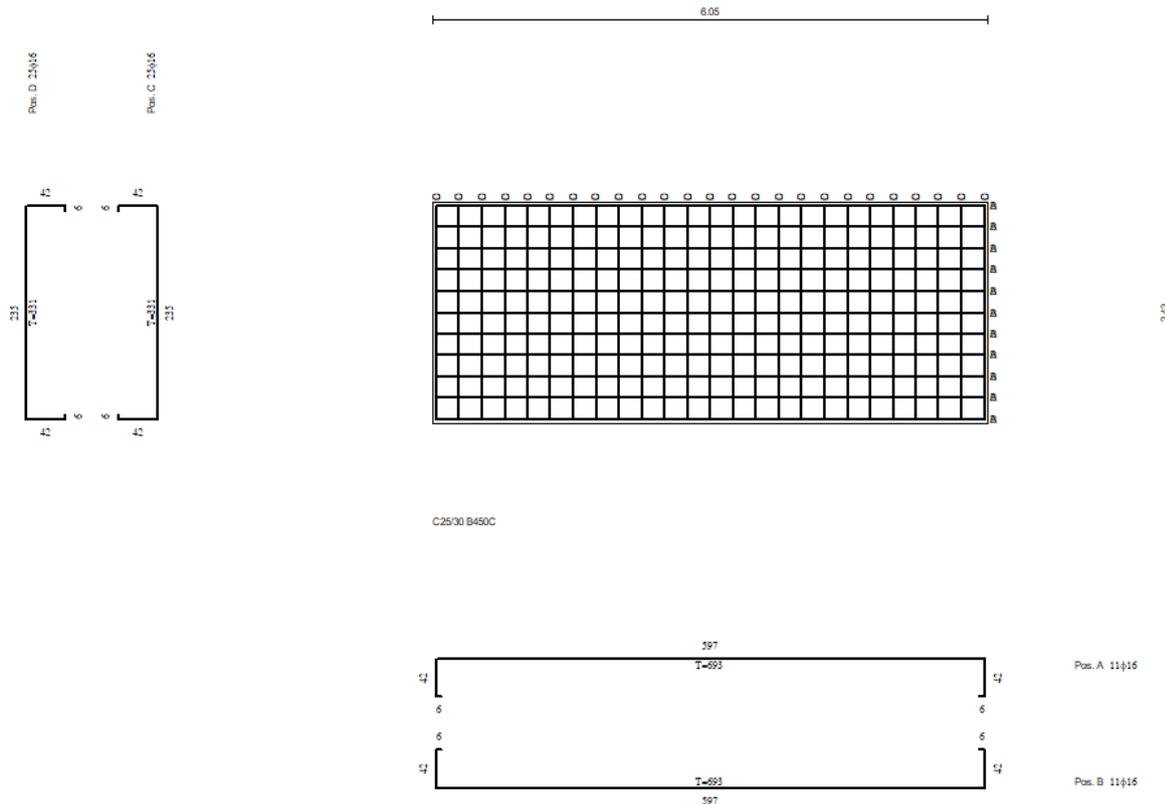
- Momento My [kg\*cm]



- Momento Mxy [kg\*cm]



Le verifiche risultano soddisfatte sia in termini geotecnici (carico limite della fondazione) sia in termini prettamente strutturali poiché il quantitativo di armatura predisposto consente di ottenere resistenze superiori alle sollecitazioni di progetto. Si riporta di seguito un diagramma riassuntivo delle armature della piastra:



Il valore del carico ammissibile per la fondazione è pari a  $Q_{amm} = 8,96 \text{ kg/cm}^2$  mentre il carico di progetto è pari a  $Q = 0,12 \text{ kg/cm}^2$ . Pertanto essendo  $Q < Q_{amm}$ , la verifica a carico limite della fondazione risulta ampiamente soddisfatta.