

# REGIONE TOSCANA

Provincia di Grosseto (GR)

COMUNE DI GROSSETO

## PROGETTO DI IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVENTE POTENZA NOMINALE PARI A 44,00 MW E POTENZA DI PICCO DI 45,78 MWp



**ARCA.LAB S.R.L.**  
Largo della Fiera 21 - Venturina Terme (LI)  
tel. 0565 855314  
mail: info@bernardinieiacovazzi.com  
www.bernardinieiacovazzi.com



**D.R.E.A.M. ITALIA Soc. Coop. Agr. For.**  
Via Garibaldi, 3 - Pratovecchio Stia (AR)  
tel. 0575 529514  
mail: ar@dream-italia.it  
www.dream-italia.it



**Tuscany Engineering**  
Via Aldo Rossi 31 - Montecatini Terme (PT)  
tel. 0572 74912  
mail: info@tsng.it  
www.tuscanyengineering.com

FIRMA/Signature:

FIRMA/Signature:

FIRMA/Signature:

00/00/00	00/00/00	00/00/00	14/06/24	DATA/Date	COMMITTENTE/Purchaser:	LOCALITA'/Place:	COMMESSA/P.o.:		
					<b>SOLERSELLE S.R.L.</b>	<b>LOCALITA' POGGIONE (GR)</b>	<b>24-AV-001</b>		
ESEGUITA	ESEGUITA	ESEGUITA	Gi. Iacovazzi	ESEGUITA/Carriedit	TITOLO/Title:				
					<b>RELAZIONE GEOTECNICA e delle FONDAZIONI.</b>				
					NOME/Name	DATA/Date	DISEGNO NUMERO/Drawing number		
					EMESSO/Issue	G.I.	14/06/2024	<b>24-AV-001-C01</b>	0
					VERIFICATO/Designed	R.B.	21/06/2024		
					CONTROLLATO/Checked	G.I.	21/06/2024		
					SCALA/Scale	N.A.			
3 MODIFICA3	2 MODIFICA2	1 MODIFICA1	0 PRIMA_EMISSIONE	N° MODIFICA/Modified	Anno	Commissa	Gruppo	Tavola	
					This document is property of ARCA.LAB srl. Reproduction and divulgation forbidden without written permission.				REV

## Sommario

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>1.1 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DEL SITO.....</b>	<b>3</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....</b>	<b>4</b>
<b>3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>4. SCOPO.....</b>	<b>5</b>
<b>5. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO.....</b>	<b>6</b>
<b>5.1 VITA DI PROGETTO DELL'IMPIANTO NEL SUO INSIEME.....</b>	<b>7</b>
<b>5.2 PRIME VALUTAZIONI SULL'AZIONE VARIABILE VENTO: STRUTTURE TRACKER.....</b>	<b>8</b>
<b>6. DATI SINTETICI TRATTI DALLA RELAZIONE GEOLOGICA.....</b>	<b>14</b>
<b>7. DATI SINTETICI TRATTI DALLA RELAZIONE SISMICA.....</b>	<b>16</b>
<b>7.1 Parametri sismici sito-specifici.....</b>	<b>18</b>
<b>8. Carico limite e carico di esercizio del complesso fondazione- terreno.....</b>	<b>19</b>
<b>9. Determinazione della resistenza del terreno per gli stati limite.....</b>	<b>21</b>
<b>9.1 Verifica portanza del palo a vite in acciaio.....</b>	<b>23</b>
<b>9.1.1 Equazione generale della capacità portante.....</b>	<b>24</b>
<b>9.2 Verifica portanza del plinto piastra isolato del trasformatore.....</b>	<b>25</b>
<b>9.3 Verifica portanza della platea della cabina di smistamento.....</b>	<b>26</b>
<b>10. Stima della costante di sottofondo.....</b>	<b>27</b>
<b>11. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.....</b>	<b>28</b>
<b>11.1 Verifica fondazione del trasformatore.....</b>	<b>28</b>
<b>11.2 Verifica della platea della cabina di smistamento.....</b>	<b>30</b>
<b>11.3 Verifica pali cabine di sottocampo.....</b>	<b>31</b>
<b>11.4 Verifica fondazioni di servizio minori.....</b>	<b>32</b>
<b>12. ALLEGATI ESSENZIALI.....</b>	<b>33</b>
<b>12.1 CPT e PENETROMETRICA DINAMICA.....</b>	<b>33</b>
<b>12.2 TIPOLOGIA PALI TRACKER.....</b>	<b>35</b>

## 1. PREMESSA.

La presente relazione riguarda il progetto di un impianto agri-voltaico, di seguito abbreviato come AV, che la società TENUTA POGGIONE SOC. AGR. S.S P.IVA 00290390533 - intende realizzare nel comune di Grosseto (Gr), su terreni di proprietà, in Via Senese, 241 - con potenza nominale  $P_n=44.00$  MW e una potenza di picco  $P_p=45.74$  MWp.

L'impianto sarà costituito da 64480 pannelli FV del tipo bifacciale con potenza pari a 710Wp ciascuno.

Detti pannelli saranno fissati su strutture metalliche dotate di un sistema ad inseguimento solare mono-assiale Est-Ovest (con asse di rotazione +/- 55° nord-sud azimut 12° circa). Complessivamente saranno realizzati n.2480 "blocchi tipo" composti da 26 pannelli ciascuno.

L'impianto sarà suddiviso in n.10 sottocampi, ciascuno composto da:

- n°248 "blocchi tipo" per complessivi 6448 pannelli fotovoltaici  $P_n=4400$ kW e  $P_p=4578,08$  kW.
- n°248 stringhe da 26 pannelli ciascuna.
- n°1 Power Station, costituita da Inverter  $P_n=4400$  kW, Trasformatore MT/BT 0,66/30kV  $S_n=4400$ kVA, celle MT.

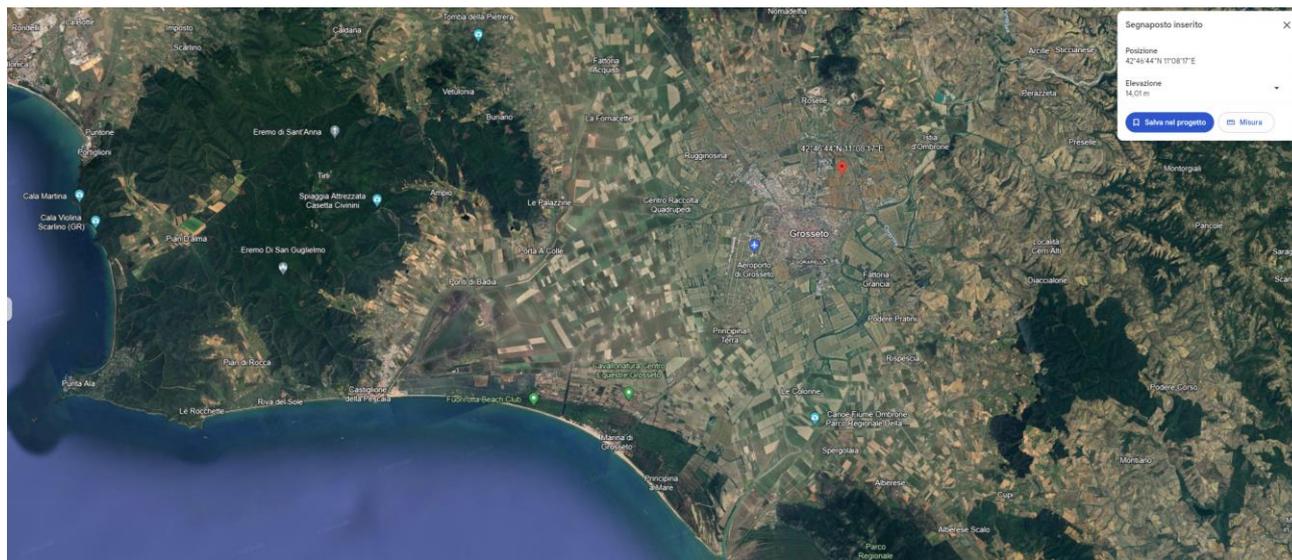
Le file dei pannelli avranno un interasse pari a 6m per garantire la coltura e la lavorazione del terreno con macchine agricole. La superficie complessiva dell'intervento risulta pari a circa 70Ha.

I n.10 sottocampi saranno collegati mediante cavi interrati MT con tensione pari a 30kV alla cabina di raccolta posta all'interno della sottostazione elettrica (SSE).

All'interno della sottostazione elettrica saranno installate le apparecchiature di protezione e controllo dell'impianto e un trasformatore elevatore 30/132kV. Il collegamento alla Rete Nazionale avverrà in AT (132kV) mediante un elettrodotto interrato fino a raggiungere la cabina primaria denominata Grosseto Nord dove è prevista l'installazione di un nuovo stallo AT da collegare a sbarre esistenti.

## 1.1 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DEL SITO.

L'area su cui viene realizzato il progetto è sita nella regione Toscana, in Provincia di Grosseto (Gr).  
Le coordinate geografiche baricentriche del sito occupato dall'impianto di generazione fotovoltaico sono: (Coordinate 42°47'04.5"N 11°08'19.7"E)



La quota di elevazione media è circa 14m s.l.m.

La distanza dalla costa circa 15km.

L'area in studio ricade nella periferia nord-orientale di Grosseto e si sviluppa nel settore compreso tra Via Senese e la s.s. Aurelia.

Si tratta di una zona nell'insieme pianeggiante,

Dal punto di vista geomorfologico, i rilievi di campagna permettono di affermare che:

- La sede d'intervento non è interessata da processi erosivi diffusi o concentrati
- Non sono stati rilevati processi gravitativi e/o dissesti in genere attivi o quiescenti.
- Il sito è pianeggiante ed in naturale equilibrio.
- Non sono segnalati fenomeni di subsidenza.
- Le fondazioni non sono interessate dal livello di falda e di intrusione salina.

## **2. RIFERIMENTI NORMATIVI.**

- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI - DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Legge 5.11.1971 N° 1086 - (norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica).
- Legge nr. 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.
- Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica».
- D.P.G.R. del 19.01.2022 n. 1/R – Regolamento di attuazione dell'articolo 181 della legge regionale 10 novembre 2014, n. 65 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento dell'attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico.
- A.G.I. 1977 «Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche».

## **3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.**

- 24-AV-001-A03 Relazione Geologico Tecnica.
- ELABORAZIONI DPSH\_SALICA SRL.
- Analisi tessitura n.10 campioni.
- Tavola 1 CARTOGRAFICA generale indagini.
- Tavola 2 report indagini scavi geognostici.
- Tavola 3 report indagini prove PENETROMETRIE e MASW.
- TAVOLA 4 GEOLOGICA.
- 24-AV-001-C02 Calcoli preliminari delle strutture - Strutture porta pannelli e cabina di campo.
- 24-AV-001-C22/C23/C24/C25/C26/C27 Disegni costruttivi generali impianto.

#### 4. SCOPO.

Il progetto prevede lavori di costruzione ed esercizio di un impianto agri-voltaico per la produzione di energia elettrica avente potenza di picco pari a circa **45.74MWp**.

Scopo del presente documento è una analisi generale tipologica e la verifica geotecnica, relativa alle principali opere di fondazione, necessaria per finalizzare la realizzazione degli impianti.

In tale documento vengono riportati i dati di input analizzati, desunti dalla relazione geologica, nonché i risultati delle analisi svolte al fine di verificare la stabilità e la resistenza strutturale delle opere di fondazione.

Viene inoltre valutata e verificata la capacità portante del sottosuolo in corrispondenza del quale verranno installate le strutture e gli impianti necessari.

Le verifiche vengono svolte allo Stato Limite Ultimo e si riferiscono quindi allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche sono state effettuate sia in condizioni variabili statiche che in condizioni eccezionali sismiche.

Si può affermare con buona consapevolezza che, almeno per quanto riguarda le strutture portanti dei tracker, l'azione variabile vento è dimensionante rispetto all'azione sismica.

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi dello studio geologico e dei risultati della campagna di indagini svolte, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geo-litologiche presenti nel sottosuolo di tutta l'area di progetto.

Per caratterizzare da un punto di vista geologico-tecnico e sismico il sito di progetto sono stati redatti specifici report come da paragrafo 3.

## **5. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE IN PROGETTO.**

Le attività di interazione di natura meccanica tra le strutture dell'impianto e le fondazioni sono:

- Movimenti superficiali di pulizia generale e scotico dell'area con rimozione pietrame, taglio della vegetazione laddove presente;
- Realizzazione di viabilità interna: La viabilità interna alla centrale agri-voltaica è costituita da tratti di accesso esistenti e da tratti di strada di nuova realizzazione in terra battuta tutti inseriti nelle aree di cantiere;
- Infissioni di pali ad elica in acciaio e scavi a sezione ristretta per posa cavi quali BT, MT ed AT;
- Scavi a sezione obbligata per la fondazione del trasformatore, lungo tutto l'asse del cavidotto e riprofilatura per realizzazione del sistema di gestione acque meteoriche e ripristino finale della viabilità sia sterrata che asfaltata laddove applicabile;

Come mostrato negli elaborati di progetto la scelta, relativa agli scavi e quindi all'esecuzione delle fondazioni, verte verso l'ottimizzazione della posa basata sulle caratteristiche tecniche e costruttive desumibili dai prodotti commerciali utilizzati per l'impianto nel suo insieme: *In particolare l'analisi dei carichi relativa alle strutture a sostegno dei pannelli fotovoltaici è possibile solo mediante l'analisi delle schede tecniche fornite dall'azienda fornitrice ed in fase esecutiva tali analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate.*

L'impianto agri-voltaico in progetto prevede il montaggio dei pannelli fotovoltaici su idonee strutture di fissaggio che consentono l'inseguimento lungo una direzione (tracker mono-assiali E-O) e che orientano i moduli fotovoltaici in funzione della posizione del sole garantendo così un aumento della producibilità nell'arco della giornata rispetto ai sistemi fissi.

I tracker mono-assiali sono costituiti da strutture a telaio metallico, in acciaio zincato a caldo, costituito da pali ad elica infissi nel terreno ed un montante di collegamento, in profilo scatolato quadro, giuntato alla trave superiore rotante sulla quale sono fissati i pannelli fotovoltaici.

Dal punto di vista strutturale i tracker operano in condizione di servizio fino ad una velocità del vento definita dalla scheda del produttore orientando la struttura nella posizione ottimale che minimizza le sollecitazioni dovute all'azione variabile.

L'installazione dei tracker avviene tramite macchinari che avvitano i pali ad elica in acciaio zincato ad una profondità mediamente pari a 1.5-1.75m, riducendo le movimentazioni di terra ed eliminando l'uso del calcestruzzo.

Per quanto riguarda la descrizione dell'impianto si faccia riferimento alla RELAZIONE DESCRITTIVA GENERALE.

## 5.1 VITA DI PROGETTO DELL'IMPIANTO NEL SUO INSIEME.

L'impianto avrà durata, presunta, non superiore ai 50 anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Valori minimi di vita nominale di progetto: NTC 2018*

L'impianto industriale nel suo insieme rientra nel livello prestazionale ordinario.

Per le costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie, i valori minimi di progetto sono definiti appunto pari a 50 anni.

La Classe d'uso II include costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Si tratta di:

- **industrie con attività non pericolose per l'ambiente;**
- ponti, **opere infrastrutturali**, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV;
- reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza;
- dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Per la Classe d'uso II categoria, il coefficiente è pari a  $C_u=1$ .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $c_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Classi d'uso e coefficienti d'uso NTC 2018

5.2 PRIME VALUTAZIONI SULL'AZIONE VARIABILE VENTO: STRUTTURE TRACKER.

Nel presente paragrafo, la seguente valutazione preliminare di calcolo, esposta anche nell'EUROCODE [1991-4] - §5.1, per la determinazione della velocità del vento di base  $V_b$  (§4.2), è presa in esame a favore della sicurezza.

La velocità del vento di base è calcolata mediante la relazione:  $V_b = c_d \cdot c_s \cdot V_{b0}$ , dove:

$V_b$  Velocità del vento di base.

$c_d=1$  Coefficiente direzionale (valore raccomandato).

$c_s=1$  Coefficiente stagionale (valore raccomandato).

$V_{b,0}$  Valore fondamentale della velocità di base del vento.

Per il dimensionamento della vite ad elica di fondazione e del montante del tracker valutiamo l'azione del vento come di seguito.

Zona 3 (Tab.3.3.I) e classe di rugosità D (Tab.3.3.III), pertanto zona II (Tab.3.3.II).

$c_T = 1$   $T_R = 50$ anni.

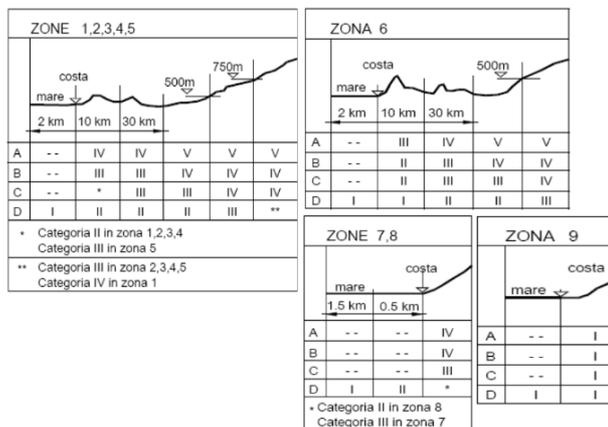
$c_d = 1$  Coefficiente dinamico

$c_t = 1$  Coefficiente topografico.

Distanza dalla costa : 15km

Elevazione : 14m

$$V_b = 27 \frac{m}{s} \left( 97 \frac{km}{h} \right)$$



$\rho_m = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  La densità dell'aria.

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(27 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 \cong 0.456 \text{kPa}$$

Per quanto riguarda il coefficiente di esposizione si assume il valore  $z_{\min}$  che è maggiore della posizione di riposo ( $z=3.055\text{m}$  circa) ovvero quella che offre meno superficie esposta al vento.

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{\min}$
$c_e(z) = c_e(z_{\min})$ per $z < z_{\min}$

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0,19	0,05	4,00

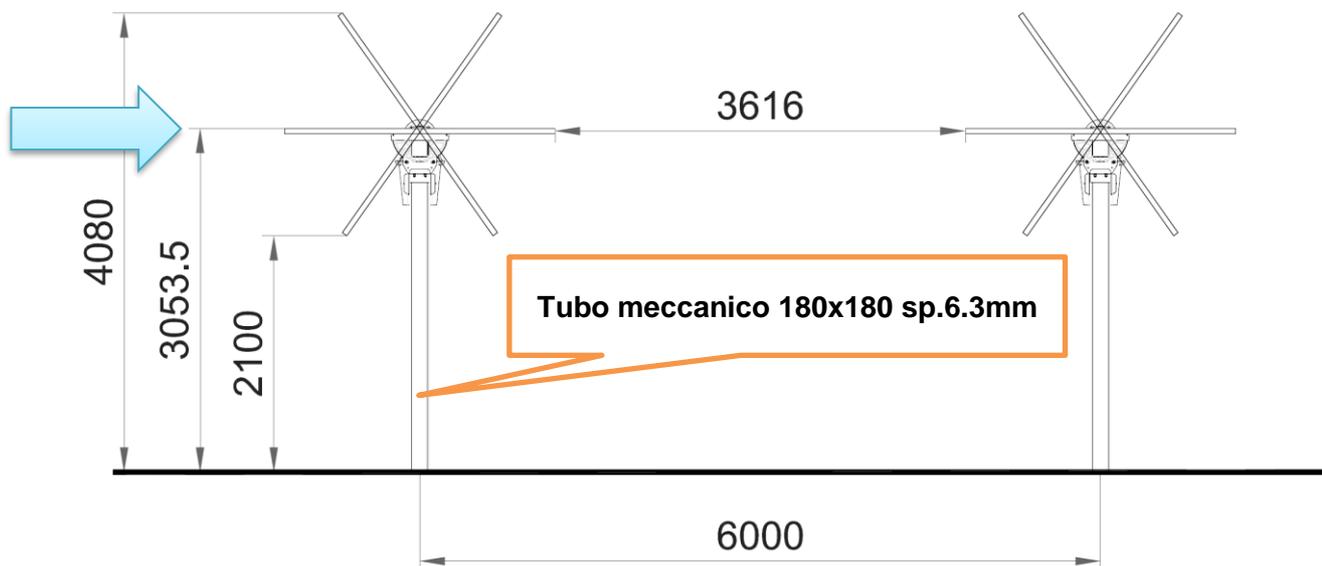
**Coefficiente di esposizione minimo**

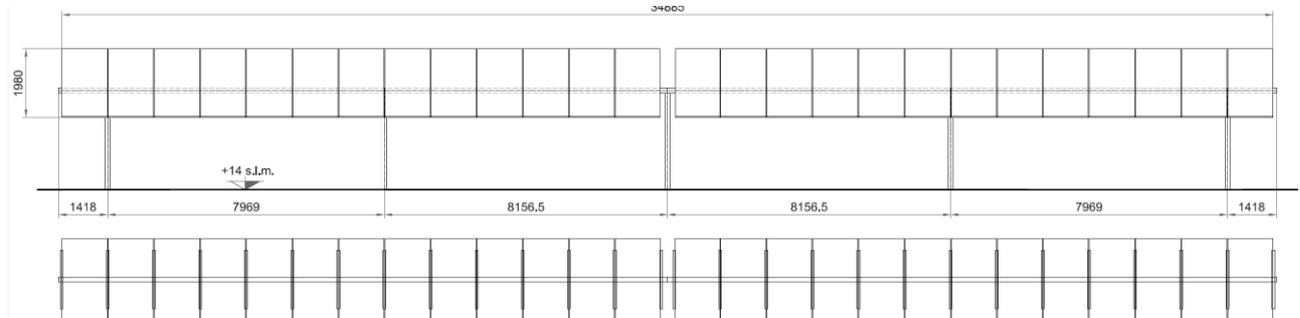
$c_{e,\min}$

**1,80**

$z < 4,00$

$c_{e,\max} = 1.8$





Il valore è dunque assunto costante su tutta l'altezza della struttura del tracker.

Per quanto riguarda il coefficiente di pressione o di forza, in accordo al paragrafo C.3.3.8.2 della circolare applicativa delle NTC2018 n°7 del 21/01/2019, ovvero G.6.1 CNR DT 207 r1/2018, abbiamo, limitatamente ad un angolo massimo di 30° ed in assenza di ostruzione sotto la struttura ( $\varphi=0$  – coefficiente di ostruzione nullo al di sotto dell'imposta dei pannelli):

- Per valori positivi:  $C_F = +0.2 + \alpha/30 = +0.2 + 30/30 = +1.2$
- Per valori negativi:  $C_F = -1.4$

Questi valori possono essere ragionevolmente applicati nella combinazione di carico SLU che tiene conto dell'azione della neve e del vento mentre, in condizioni di massima spinta del vento, ovvero con pannello inclinato di 55° rispetto all'orizzontale, ma in assenza di neve, è necessario considerare la superficie esposta del pannello in accordo a "G.7 Insegne e tabelloni" che rimanda a "G.5 Muri e parapetti" dove si assume come permeabilità ovviamente  $\varphi=1$ .

Nel calcolo si trascura l'effetto di schermatura  $\Psi_s$  di cui alla tabella G.XI assumendo il valore massimizzato per la prima fila esposta a tutte le successive.



Calcolo del coefficiente medio di forza e sollecitazione medie SLE al piede:

$$c_{F,m} = \frac{0.594 \cdot 3.4 + 3.366 \cdot 2.1 + 1.7 \cdot 3.96 + 1.2 \cdot 9.5215}{0.5 \cdot 34.885} = 1.562$$

$$V = c_e \cdot c_p \cdot q_r = 1.8 \cdot 1.562 \cdot 0.456 \text{ kPa} \cong 1.282 \text{ kPa}$$

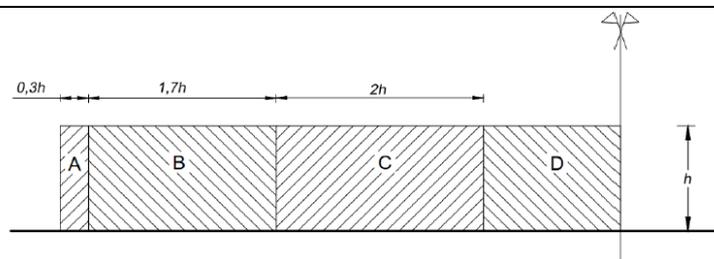
Applicando questo valore al vertice della mensola corrispondente con l'asse di rotazione del tracker.

$$V = 1.98 \cdot 34.885 \text{ m}^2 \cdot 1.282 \text{ kPa} \cong 88.6 \text{ kN} (2.54 \text{ N/mm})$$

$$M = 88.6 \text{ kN} \cdot 3 \text{ m} \cong 266 \text{ kNm}$$

$$N = 0.15 \text{ kPa} \cdot 1.98 \text{ m} \cdot 34.885 \text{ m} \cong 10.5 \text{ kN} (0.297 \text{ N/mm})$$

Per ogni singolo montante (n°5 montanti) abbiamo:  $S_d(N; V; M) = (2.1 \text{ kN}; 17.7 \text{ kN}; 53.1 \text{ kNm})$



**Figura G.21** – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

La Tabella G.X riporta i valori dei coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in assenza sia in presenza di chiusure laterali, per due valori della densità  $\varphi$  rispettivamente pari a 1 e 0,8;  $l$  è la lunghezza del muro o del parapetto. Per valori intermedi della densità è consentito interpolare linearmente i valori del coefficiente di pressione complessiva.

**Tabella G.X** – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

$\varphi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
	>10	3,4	2,1	1,7		
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

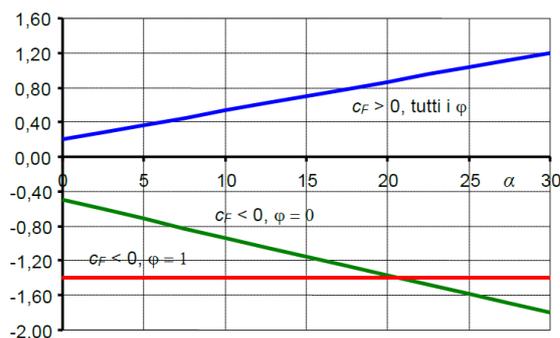
#### G.6.1 Tettoie a semplice falda

La Tabella G.XII e la relativa Figura G.26 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio  $\varphi$  e dell'inclinazione  $\alpha$  della falda. Per valori intermedi di  $\varphi$  è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi  $\varphi=0$  e  $\varphi=1$ .

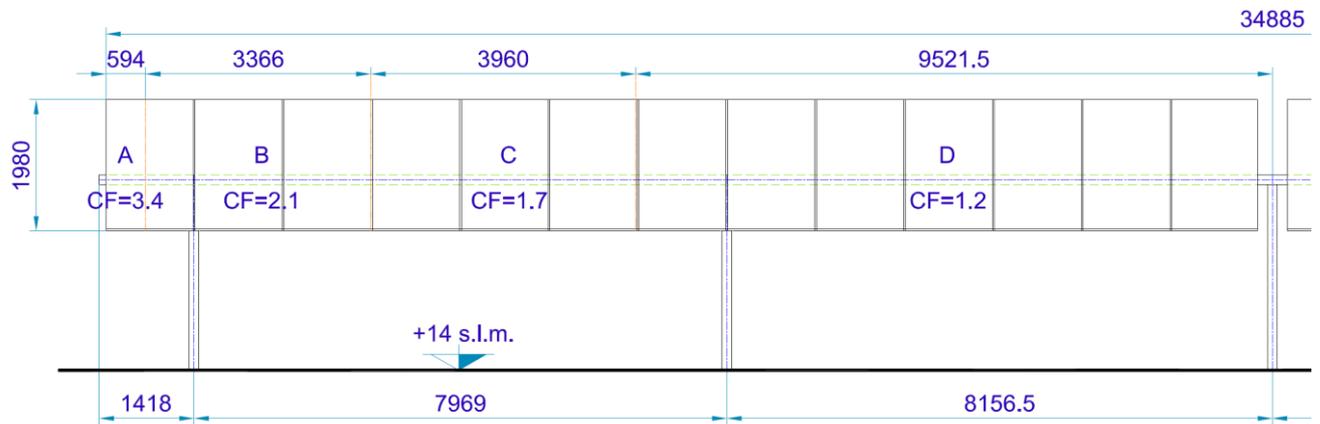
La quota di riferimento  $z$  è pari all'altezza massima  $h$  della tettoia. L'area di riferimento  $d \cdot b$ , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.  $b$  è la lunghezza della tettoia nella direzione perpendicolare al piano della figura.

**Tabella G.XII** – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = + 0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = - 0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$



**Figura G.26** – Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.



Vista frontale per determinare il valore medio del coefficiente di forza.

## 6. DATI SINTETICI TRATTI DALLA RELAZIONE GEOLOGICA.

In questo paragrafo vengono analizzati e riassunti i dati forniti dalla relazione geologica “Relazione di sintesi indagini I fase”.

Al fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista geologico e sismico, allo stato della progettazione, si è ricorso ad indagini attraverso l’acquisizione e l’analisi di diversi parametri geofisici.

Mediante queste elaborazioni è stato possibile fornire una interpretazione attendibile sulle condizioni e sulle caratteristiche del sottosuolo.

Le elaborazioni sono meglio descritte nella documentazione riportata al paragrafo 3.

Le indagini sono state programmate secondo l’ubicazione riportata nelle tavole grafiche in modo da ricoprire non solo i lotti di progettazione ma anche l’impianto di connessione.

L’indagine ha restituito la seguente suddivisione stratigrafica, basata sui valori di resistenza alla punta.

<i>da m p.c.</i>	<i>a m</i>	<i>Descrizione</i>
0	-0.4	Terreno agrario rimaneggiato
-0.4	-0.8	Depositi argillosi da poco a mediamente consistenti (Rp medio 12.5 kg/cmq)
-0.8	-1.6	Limi argillosi sabbiosi molto consistenti (Rp medio 85 kg/cmq)
-1.6	-2.6	Argille limose molto consistenti con materiale clastico (Rp medio 129.6 kg/cmq)
-2.6	-3.4	Sabbie limose e limi sabbiosi addensati (Rp medio 62 kg/cmq)
-3.4	-4.4	Argille e argille limose consistenti (Rp medio 50 kg/cmq)
-4.4	-10.0	Argille e argille limose mediamente consistenti con livelli limo-sabbiosi e sabbioso-limosi (Rp medio 25.2 kg/cmq)

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è proceduto con l’elaborazione delle prove penetrometriche CPT 11 e DPSH 8 che hanno raggiunto le profondità maggiori e permesso di caratterizzare un volume di terreno di più elevato spessore.

La prova CPT è quella che presenta una maggiore affidabilità per quanto concerne la stima dei parametri geotecnici; essa infatti è stata spinta fino alla profondità di 10 metri.

Nella tabella riportata la parametrizzazione di sintesi per ciascuna delle due prove.

Tutti gli strati, anche quelli chiaramente coesivi, sono interpretati anche in termini attritivi, per eseguire eventuali verifiche a lungo termine.

Il piano di posa delle fondazioni superficiali è collocato ad almeno 0.5m dal piano di campagna ovvero

al di sotto del terreno rimaneggiato.

Dalle elaborazioni effettuate abbiamo condotto, in accordo con il paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018, una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro geotecnico da considerare nei calcoli strutturali.

#### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Nr:	Numero progressivo strato
Prof da	Profondità tetto strato (m)
Prof a	Profondità base strato (m)
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
Qc Rp	Qc; Rp Resistenza alla punta del penetrometro statico/dinamico (kPa)
C':	Coesione drenata (kPa)
Cu:	Coesione non drenata (kPa)
Eu:	Modulo di deformazione non drenato (MPa)
Mo:	Modulo Edometrico (MPa)
Puv:	Peso unità di volume (kN/m <sup>3</sup> )
PuvS:	Peso unità di volume saturo (kN/m <sup>3</sup> )
Φi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Ey:	Modulo di Young (MPa)

Nr.	Prof Da	Prof A	Tipo	Qc Rp	C'	Cu	Eu	Mo	Puv	PuvS	Fi	Ey
1,00	0,00	0,80	CI	0,61	5,00	35,00	23,00	5,00	17,50	18,00	25,00	1,50
2,00	0,80	1,60	CI	8,34	5,00	470,00	310,00	21,00	21,50	22,00	25,00	20,00
3,00	1,60	2,60	CI	12,71	5,00	720,00	470,00	32,00	22,50	23,00	25,00	31,00
4,00	2,60	3,40	CI	6,08	5,00	340,00	225,00	15,00	19,50	20,00	30,00	15,00
5,00	3,40	10,00	CI	2,84	5,00	150,00	100,00	7,00	19,90	20,70	25,00	7,00

Il valore della coesione drenata " C' " viene assunto da bibliografia pari a 5kPa (Fondazioni - Bowles).

Angolo d'attrito "φ<sub>i</sub>" per i terreni argillosi viene assunto da bibliografia pari a 25° (Fondazioni - Bowles).

## 7. DATI SINTETICI TRATTI DALLA RELAZIONE SISMICA.

La normativa in tema di zonazione sismica, antecedente l'OPCM 3274 e il Decreto Ministeriale 14/01/2008, prevedeva che alle zone di 1a, 2a e 3a categoria venissero associati valori del "coefficiente di sismicità" S (accelerazione massima orizzontale in superficie che si sviluppa durante un evento sismico) attraverso la seguente relazione:  $C = (S - 2)/100$  dove S rappresenta il grado di sismicità della zona rispettivamente di 12, 9 e 6.

L'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 (Pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale in data 8 Maggio 2003) proponeva l'adozione di un sistema normativo coerente con il codice europeo in materia antisismica (EC8).

La Regione Toscana, in applicazione dell'O.P.C. Min. n. 3274 del 20 marzo 2003 con la Delibera n°604 del 16/06/2003 (Allegati 1 e 2) ha provveduto ad una nuova classificazione delle zone sismiche secondo la seguente tabella:

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ( $a_g$ )	Accelerazione orizzontale max convenzionale (di ancoraggio) dello spettro di risposta elastica ( $a_g$ )
1	$0.25 \text{ g} < a_g < 0.35 \text{ g}$	0.35 g
2	$0.15 \text{ g} < a_g < 0.25 \text{ g}$	0.25 g
3	$0.05 \text{ g} < a_g < 0.15 \text{ g}$	0.15 g
4	$< 0.05 \text{ g}$	0.05 g



La successiva classificazione (Deliberazione di G.R.T. N.421 del 26 maggio 2014) prevede per alcuni comuni del territorio regionale una declassazione da zona a media sismicità a zona a bassa sismicità.

Il territorio comunale di Grosseto (PO) rientra nella Classe 4 con un valore del coefficiente d'intensità sismica o accelerazione massima convenzionale 0,05 g.

Le indicazioni sismiche di sito sono state estrapolate dalla campagna appositamente eseguita costituita da due prove MASW che hanno fornito i seguenti risultati:

Visto il profilo  $V_s$  ed il conseguente modello sismo-stratigrafico sito specifico è possibile determinare il valore della  $V_{s, EQ}$  considerando il piano di fondazione delle nuove strutture posto in corrispondenza

del piano di campagna.

Tenuto conto che il bedrock sismico ( $V_s=800$  m/sec) non è stato mai rilevato prima dei 30 metri di profondità, si procede alla stima della  $V_{sEQ}$ , secondo la formula prevista dalla normativa vigente ( $V_{sEQ}=V_{s30}$ ):

Sito nord MASW 1 =  $V_{s,30} = 282$  m/s.

Sito sud MASW 2 =  $V_{s,30} = 320$  m/s.

Gli esiti della prospezione MASW eseguiti hanno fornito dunque un valore del  $V_{s,30}=282-320$ m/s.

Tale velocità è associata ad una categoria di suolo C.

La descrizione caratteristica converge con i risultati dei sondaggi geognostici.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo).

**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
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.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 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.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

L'area in oggetto, su versante con pendenza media inferiore a  $15^\circ$ , si inserisce in classe T1.

**Tab. 3.2.III – Categorie topografiche**

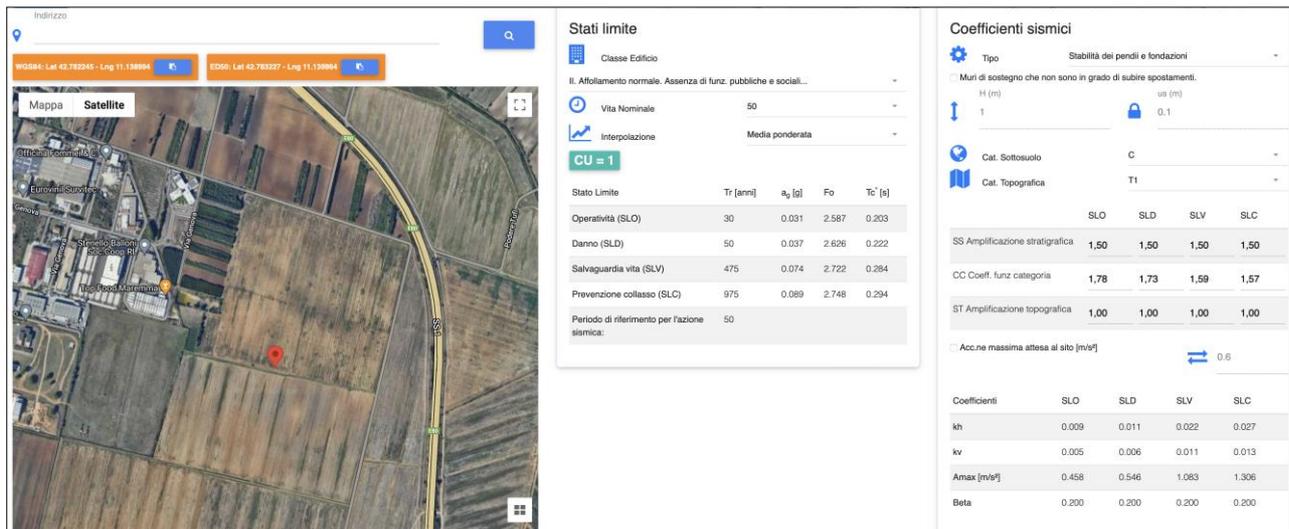
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria Topografica: T1

- Altezza quota del sito rispetto all'altezza del rilievo topografico: 14 m.

## 7.1 Parametri sismici sito-specifici.

La parametrizzazione di sito qui riportata potrebbe subire piccole variazioni a seconda del software usato e delle coordinate assegnate.



**Stati limite**

Classe Edificio: II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr (anni)	$\alpha_d$ [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	30	0.031	2.587	0.203
Danno (SLD)	50	0.037	2.626	0.222
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.074	2.722	0.284
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.089	2.748	0.294
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Coefficienti sismici**

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 / 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz. categoria	1,78	1,73	1,59	1,57
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
Acc.ne massima attesa al sito [m/s <sup>2</sup> ]	0.6			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.009	0.011	0.022	0.027
kv	0.005	0.006	0.011	0.013
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.458	0.546	1.083	1.306
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

## **8. Carico limite e carico di esercizio del complesso fondazione- terreno.**

Il carico limite del complesso fondazione - terreno, deve essere calcolato sulla base delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione, esso rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura.

Il progetto preliminare delle fondazioni è stato elaborato tenendo conto delle conclusioni di ordine geologico, idrogeologico ed idraulico tratte dalla relazione geologica.

Le valutazioni geotecniche sono relative alle seguenti tipologie di fondazione:

- Verifica portanza del palo a vite in acciaio applicabile al montante del tracker ed alle cabine di campo ed alla cabina MT/AT;
- Verifica del plinto isolato applicabile al plinto-vasca del trasformatore;
- Verifica della platea applicabile agli edifici della stazione, sotto stazione ed altri piccoli locali tecnici;
- Verifica della fondazione a nastro applicabile agli edifici della stazione, sotto stazione ed altri piccoli locali tecnici

Nel progetto è stato verificato che il comportamento della fondazione sia compatibile con il progetto delle strutture isolate, dei principali edifici e locali tecnici.

A tale scopo è stato utilizzato l'APPROCCIO tipo 2: A1+M1+R3.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

variazione

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{c1}$

## NTC 2018

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

inalterata

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

Tutte le fondazioni sopra elencate hanno il piano di posa ad una profondità inferiore o uguale a 2m dal piano di campagna dove riconosciamo le seguenti caratteristiche medie del piano di posa dedotte dalla relazione geologica (strato 4):

È da osservare che la presenza di un cuneo intatto, sotto la fondazione, è in accordo con l'evidenza che le superfici di rottura non possono interessare l'elemento rigido di fondazione.

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante di una fondazione isolata a platea su un terreno ma solo formule approssimate trinomie ottenute, per sovrapposizione di effetti, dalla somma di tre componenti da calcolare separatamente, che rappresentano rispettivamente i contributi di:

coesione e attrito interno di un terreno privo di peso e di sovraccarichi;

attrito interno di un terreno privo di peso ma sottoposto all'azione di un sovraccarico;

attrito interno di un terreno dotato di peso e privo di sovraccarico.

Ogni componente viene calcolata supponendo che la superficie di scorrimento corrisponda alle condizioni previste per quel particolare caso.

Poiché le superfici differiscono fra loro e dalla superficie del terreno reale, il risultato è approssimato, l'errore comunque è piccolo ed a favore della sicurezza.

La soluzione, per fondazione con carico verticale centrato, è espressa nella forma basata sui noti

fattori di capacità portante:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma + s_c \cdot c \cdot N_c + s_q \cdot q \cdot N_q$$

Il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono com'è noto dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico, per tanto per i terreni a grana fine è necessario distinguere un comportamento a breve termine, in condizioni non drenate, ed uno a lungo termine, in condizioni drenate.

Per il caso di progetto possiamo considerare le condizioni drenate viste le caratteristiche del materiale inerte grossolano resistente al piano di posa come descritte in precedenza.

## 9. Determinazione della resistenza del terreno per gli stati limite.

$r_V$  : pressione resistente

$\phi$  : angolo di attrito interno del terreno

$\gamma_t$ : peso specifico del terreno di fondazione

$q$  : pressione agente sulle zone periferiche adiacenti

$B$  : larghezza caratteristica della fondazione

$L$  : lunghezza caratteristica della fondazione

$A$  : area reagente della superficie

$P_{Nd}$  : risultante dei carichi verticali sulla fondazione

$P_{Rd}$  : resistenza di progetto della fondazione

$$P_{Rd} = \frac{r_V \cdot A}{\gamma_{R3}} \geq P_{Nd}$$

$$r_V = s_q \cdot N_q \cdot q + s_c \cdot N_c \cdot c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma \quad (1)$$

$$q = \gamma'_t \cdot h$$

$\gamma'_t$  : peso specifico del terreno sopra il piano di fondazione

$h$  : altezza del terreno sopra il piano di fondazione

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad (2)$$

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}\phi} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg}\phi}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}\phi \quad (\text{VESIC, 1973})$$

### 9.1 Verifica portanza del palo a vite in acciaio.

Una spirale viene installata tramite avvvitamento direttamente al suolo, una volta infissa diventa il supporto del palo del tracker.

La struttura delle fondazioni a vite è costituita da:

- Fusto
- Spirale
- Testa
- Punta

Il Fusto è un tubo a sezione circolare: È l'elemento che trasferisce il carico alle eliche della spirale.

La Spirale permette l'infissione della vite al suolo e assolve anche le funzioni di portata dei carichi.

La Testa è l'elemento di collegamento con la struttura fuori terra.

La Punta ha la funzione di facilitare l'infissione della vite nel terreno.

Il comportamento statico e dinamico è quello tipico dei pali di fondazione:

⇒ Portata di punta, portata per attrito laterale ed in aggiunta delle eliche.

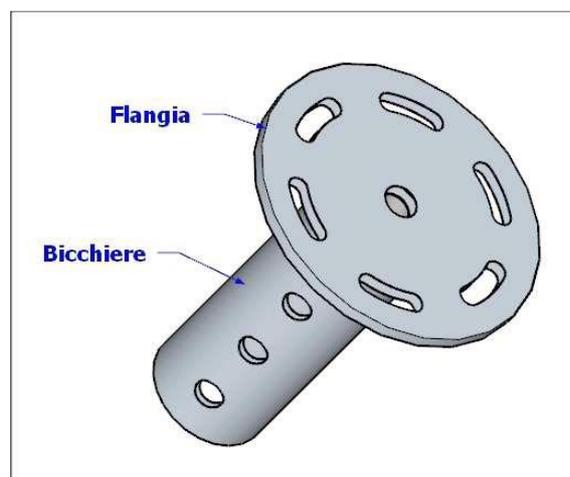
La vite è dunque dimensionabile in funzione di:

- Profondità di infissione;
- Tipo di sollecitazione;
- Tipi di terreno;

Sono fornite certificate CE secondo il Regolamento UE 305/2011/CE - EN 1090-1: 2009 + A1:2011.

Hanno una flangia saldata in testa che è il supporto piano utile all'appoggio e al collegamento del montante del tracker e del blocco d'angolo posto ai vertici delle dieci cabine di campo.

Le flange presentano asole attraverso cui è possibile introdurre bulloni utili al serraggio solidale degli elementi portanti fuori terra.



### 9.1.1 Equazione generale della capacità portante.

Il calcolo della capacità portante dei pali ad elica segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale, tarando in modo opportuno i coefficienti di profondità secondo la formulazione proposta dal Terzaghi:

$$q_{ult} = c' \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dove:

$q_{ult}$  = capacità portante;

$c'$  = coesione efficace o drenata;

$\gamma'$  = peso unità di volume efficace, nel caso di terreno sottofalda;

$D$  = 1600mm approfondimento dell'elica rispetto al piano campagna;

$B$  = 300mm diametro dell'elica;

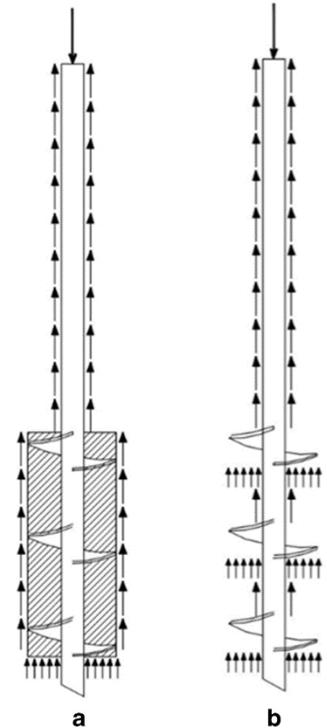
$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante.

Alla trattazione teorica si fanno le seguenti assunzioni e semplificazioni preliminari per il dimensionamento:

- Il diametro dell'elica  $B$  ovvero il termine  $0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$  vengono trascurati.
- Il calcolo del fattore di capacità portante  $N_c$ , in condizioni sature, si determina attraverso la formulazione di SKEMPTON (1951):

$$N_c = 6 \cdot (1 + 0.2 \cdot D/B) = 6 \cdot (1 + 0.2 \cdot 1600/300) = 12.4 > 9, \text{ Assumo } 9.$$

- In condizioni sature si attribuiscono  $\phi' = 0$  ed  $N_q = 1$ , negli altri casi  $N_q$  si determina da espressioni funzionali di  $\phi$ .
- Si trascura in prima analisi il contributo dovuto all'attrito laterale lungo il fusto, si considera solo la capacità portante fornita dall'elica determinata singolarmente.



Assunta un'elica **diametro 300mm** nei terreni coesivi, la capacità portate in termini di tensione totale si determina dalla seguente relazione:

$$Q_H = A_H \cdot N_c \cdot C_u = (0.300^2 - 0.140^2) \cdot \pi / 4 \cdot 9 \cdot 470 \text{ kN} = 315 \text{ kN/vite}$$

$Q_H$  = capacità portante a compressione;

$C_u$  = coesione non drenata;

$A_H$  = area effettiva del piatto dell'elica.

## 9.2 Verifica portanza del plinto piastra isolato del trasformatore.

Ipotesi del progetto: Eseguiamo la verifica in condizioni drenate trascurando la coesione.

$$\gamma_t = 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} ; \quad \phi = 25^\circ ; \quad C_u = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$h = 1.3\text{m}$$

$$L = 9.07\text{m}$$

$$B = 6.54\text{m}$$

Essendo  $B = 6.54\text{m}$  il lato di base della fondazione a plinto:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \cdot \frac{6.54}{9.07} = 0.712$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}\phi = 1 + \frac{6.54}{9.07} \cdot \text{tg}25^\circ = 1.336$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi \cdot \text{tg}25^\circ} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 10.662$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}\phi = 2 \cdot (10.662 + 1) \cdot \text{tg}25^\circ = 10.876$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi} = \frac{10.662 - 1}{\text{tg}25^\circ} = 20.721$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{6.54}{9.07} \cdot \frac{10.662}{20.721} = 1.371$$

$$r_V = 1.336 \cdot 10.662 \cdot 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 1.3\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 6.54\text{m} \cdot 0.712 \cdot 10.876 \cong 920 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La verifica è soddisfatta se risulta:  $\sigma_{d,ut} < \frac{r_V}{\gamma_{R3}} = \frac{920}{2.3} \text{kPa} = 400\text{kPa} \cong 0.4\text{MPa} \left(4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$ .

Si assume il valore sopra calcolato mediante la formula trinomia che è in accordo alla teoria del prof. VIGGIANI.

I valori sotto riportati tengono conto anche della coesione drenata.

Teoria di calcolo	Carico limite		FS	Carico di progetto	
	[kN/mq]	[kg/cmq]		[kN/mq]	[kg/cmq]
<b>Viggiani</b>	1062,4	10,62	2,30	461,9	4,62
<b>Terzaghi (1955)</b>	1070,3	10,70	2,30	465,3	4,65
<b>Meyerhof (1951, 1963)</b>	1066,9	10,67	2,30	463,9	4,64
<b>Hansen (1970)</b>	<b>896,9</b>	<b>8,97</b>	<b>2,30</b>	<b>390,0</b>	<b>3,90</b>
<b>Vesic (1975)</b>	1097,8	10,98	2,30	477,3	4,77
<b>Brich-Hansen (EC7 – EC8)</b>	1138,0	11,38	2,30	494,8	4,95

Il valore minimo è in questo caso secondo la teoria di Hansen.

### 9.3 Verifica portanza della platea della cabina di smistamento.

Ipotesi del progetto: Eseguiamo la verifica in condizioni drenate trascurando la coesione.

$$\gamma_t = 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} ; \quad \phi = 25^\circ ; \quad C' = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$h = 0.75\text{m}$$

$$L = 17.9\text{m}$$

$$B = 3.4\text{m}$$

Essendo  $B = 6.54\text{ m}$  il lato di base della fondazione a plinto:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} = 1 - 0.4 \cdot \frac{3.4}{17.9} = 0.924$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}\phi = 1 + \frac{3.4}{17.9} \cdot \text{tg}25^\circ = 1.089$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = e^{\pi \cdot \text{tg}25^\circ} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{25^\circ}{2}\right) = 10.662$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}\phi = 2 \cdot (10.662 + 1) \cdot \text{tg}25^\circ = 10.876$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi} = \frac{10.662 - 1}{\text{tg}25^\circ} = 20.721$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{3.4}{17.9} \cdot \frac{10.662}{20.721} = 1.098$$

$$r_v = 1.089 \cdot 10.662 \cdot 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.75\text{m} + \frac{1}{2} \cdot 17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 3.4\text{m} \cdot 0.924 \cdot 10.876 \cong 438.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La verifica è soddisfatta se risulta:  $\sigma_{d,ut} < \frac{r_v}{\gamma_{R3}} = \frac{438.5}{2.3} \text{ kPa} = 191 \text{ kPa} \cong 0.19 \text{ MPa} \left(1.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$ .

Si assume il valore sopra calcolato mediante la formula trinomia che è in accordo alla teoria del prof. VIGGIANI.

I valori sotto riportati tengono conto invece anche della coesione drenata.

Teoria di calcolo	Carico limite		FS	Carico di progetto	
	[kN/mq]	[kg/cmq]		[kN/mq]	[kg/cmq]
<b>Viggiani</b>	552,2	5,52	2,30	240,1	2,40
<b>Terzaghi (1955)</b>	564,7	5,65	2,30	245,5	2,46
<b>Meyerhof (1951, 1963)</b>	480,1	4,80	2,30	208,8	2,09
<b>Hansen (1970)</b>	<b>462,6</b>	<b>4,63</b>	<b>2,30</b>	<b>201,1</b>	<b>2,01</b>
<b>Vesic (1975)</b>	572,3	5,72	2,30	248,8	2,49
<b>Brich-Hansen (EC7 – EC8)</b>	576,1	5,76	2,30	250,5	2,50

Il valore minimo è in questo caso secondo la teoria di Hansen.

### 10. Stima della costante di sottofondo.

Il parametro da assumere per definire l'elasticità del suolo è il modulo di sottofondo o di Winkler. Per definire il valore della relativa costante elastica è necessario riferirsi alla superficie corrispondente all'area della MESH del modello specifico agli elementi finiti dedicato.

MODULO DI REAZIONE "VERTICALE" DEL TERRENO [WINKLER]		MODULO DI REAZIONE "ORIZZONTALE" DEL TERRENO [per paratie]		MODULO DI TAGLIO DEL TERRENO	
<i>Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI</i>		<i>Rif.: FONDAZIONI Joseph E. BOWLES</i>			
Natura del terreno	K [Kg/cm <sup>3</sup> ]	Natura del terreno	Ks [Kg/cm <sup>3</sup> ]	Natura del terreno	G [MPa]
torba leggera	0.6 ~ 1.2	Terreno Sabbioso :		argilla molto molle	0.7 ~ 5.3
torba pesante	1.2 ~ 1.8	Sciolto	0.49 ~ 1.63	argilla molle	1.7 ~ 8.9
terra vegetale	1.0 ~ 1.5	Mediamente compatto	0.98 ~ 8.16	argilla media	5.8 ~ 22.7
depositi recenti	1.0 ~ 2.0	Compatto	6.53 ~ 13.50	argilla dura	19.2 ~ 45.5
sabbia di mare, fina	1.5 ~ 2.0	Terreno Argilloso:		argilla sabbiosa	9.6 ~ 104.2
sabbia poco coerente	2.0 ~ 4.0	qu < 2 daN/cm <sup>2</sup>	1.22 ~ 2.45	detrito glaciale sciolto	4.0 ~ 60.0
terra molto umida	2.0 ~ 3.5	qu < 4 daN/cm <sup>2</sup>	2.45 ~ 4.89	detrito glaciale compatto	60.0 ~ 288.0
terra poco umida	3.0 ~ 6.0	qu > 4 daN/cm <sup>2</sup>	4.98 ~ 48.95	detrito glaciale molto compatto	200.0 ~ 576.0
terra secca	5.0 ~ 10.0	Sabbia argillosa mediamente compatta	3.26 ~ 8.16	loess	5.8 ~ 27.3
argilla con sabbia	8.0 ~ 10.0	Sabbia limosa mediamente compatta	2.45 ~ 4.89	sabbia limosa	1.8 ~ 7.1
argilla grassa	10.0 ~ 12.0			sabbia sciolta	3.6 ~ 8.9
sabbia compatta	8.0 ~ 15.0			sabbia compatta	7.8 ~ 28.6
ghiaia con sabbia	10.0 ~ 25.0			sabbia e ghiaia in miscuglio sciolte	16.7 ~ 50.0
ghiaia compatta	20.0 ~ 30.0			sabbia e ghiaia in miscuglio compatte	27.8 ~ 55.5
				argilloscisto	53.6 ~ 1785.7
				limo	0.7 ~ 7.7

Considerate le dimensioni delle fondazioni oggetto di studio si definisce una MESH efficace di 250mmx250mm.

$$k = K \cdot S = 10 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3} \cdot 25\text{cm} \cdot 25\text{cm} = 6250 \frac{\text{daN}}{\text{cm}} = 6250 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

## 11. DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE.

### 11.1 Verifica fondazione del trasformatore.

La fondazione di supporto per trasformatori di tensione TV è illustrata nel disegno di riferimento.

Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostato un blocco centrale, che costituisce il plinto di appoggio del trasformatore di tensione TV.

La piastra ha dimensioni di 6.54 × 9.07 × 1,3 m.

Il blocco centrale ha dimensioni in pianta 2.75 × 4.27 m, sporge dal terreno per 0,5 m, ed è provvisto di tirafondi disposti a maglia quadrata, per l'installazione delle apparecchiature.

Il blocco è centrato rispetto alla fondazione.

Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche preliminari effettuate evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di  $\sigma_{d,ut} < \frac{\gamma_v}{\gamma_{R3}}$ .

La verifica che definisce le dimensioni minime attribuite alla fondazione nel caso in esame risulta essere quella della limitazione della parzializzazione della stessa.

La massa del trasformatore sommato al plinto fornisce un valore di  $\sigma_{d,ut} < 40\text{kPa} \ll 400\text{kPa}$ .

La verifica è soddisfatta poiché risulta:  $\sigma_{d,ut} < \frac{\gamma_v}{\gamma_{R3}} = \frac{920}{2.3} \text{kPa} = 400\text{kPa} \cong 0.4\text{MPa} \left(4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$ .

## MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T,i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>ctm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>Cls C32/40 B450C - (C32/40)</b>															
001	25.000	0,000010	33.643	14.018	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,45	3,72	15	002

### LEGENDA:

N <sub>id</sub>	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ <sub>k</sub>	Peso specifico.
α <sub>T,i</sub>	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C <sub>Erid</sub>	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E <sub>sisma</sub> = E · c <sub>Erid</sub> ].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cubica.
R <sub>cm</sub>	Resistenza media cubica.
%R <sub>ck</sub>	Percentuale di riduzione della R <sub>ck</sub> .
γ <sub>c</sub>	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f <sub>cd</sub>	Resistenza di calcolo a compressione.
f <sub>ctd</sub>	Resistenza di calcolo a trazione.
f <sub>ctm</sub>	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Tipologia di calcestruzzo utilizzato per le esecuzioni in opera di fondazione.

**MATERIALI ACCIAIO**

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T,i</sub>	E	G	Stz	Caratteristiche acciaio											
						$\frac{f_{yk,1}}{f_{yk,2}}$	f <sub>tk,1</sub> / f <sub>tk,2</sub>	f <sub>yd,1</sub> / f <sub>yd,2</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SLV</sub>	γ <sub>M3,SLE</sub>	γ <sub>M7</sub>		
	[N/m <sup>2</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							NCnt	Cnt
<b>Acciaio B450C - (B450C)</b>																	
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-

**LEGENDA:**

- N<sub>id</sub> Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
  - γ<sub>k</sub> Peso specifico.
  - α<sub>T,i</sub> Coefficiente di dilatazione termica.
  - E Modulo elastico normale.
  - G Modulo elastico tangenziale.
  - Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
  - f<sub>tk,1</sub> Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
  - f<sub>tk,2</sub> Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
  - f<sub>td</sub> Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
  - γ<sub>s</sub> Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
  - γ<sub>M1</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
  - γ<sub>M2</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
  - γ<sub>M3,SLV</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
  - γ<sub>M3,SLE</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
  - γ<sub>M7</sub> Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato).  
[-] = parametro NON significativo per il materiale.
  - f<sub>yk,1</sub> Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
  - f<sub>yk,2</sub> Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
  - f<sub>td,1</sub> Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
  - f<sub>td,2</sub> Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

Tipologia di acciaio utilizzato per le esecuzioni in opera di fondazione.

## 11.2 Verifica della platea della cabina di smistamento.

La fondazione della cabina di smistamento è illustrata nel disegno di riferimento.

Trattasi di una piastra di base a contatto con il terreno sulla quale è impostata la cabina.

Il pavimento dove sono collocati i quadri e le varie utenze è di tipo galleggiante.

L'intercapedine tra il piano di calpestio e la platea di fondazione viene utilizzata per il passaggio dei corrugati dove alloggiare i cavi.

Tale soluzione offre inoltre l'adeguato isolamento.

La piastra della platea ha dimensioni di 3.4 × 17.9 × 0.75 m.

L'edificio è realizzato con metodologia tradizionale a struttura intelaiata in cemento armato e tamponamento eseguito con pareti in laterizio.

Il solaio di copertura è in laterocemento opportunamente protetto da una guaina in cartongfello bitumato di tipo ardesiata.

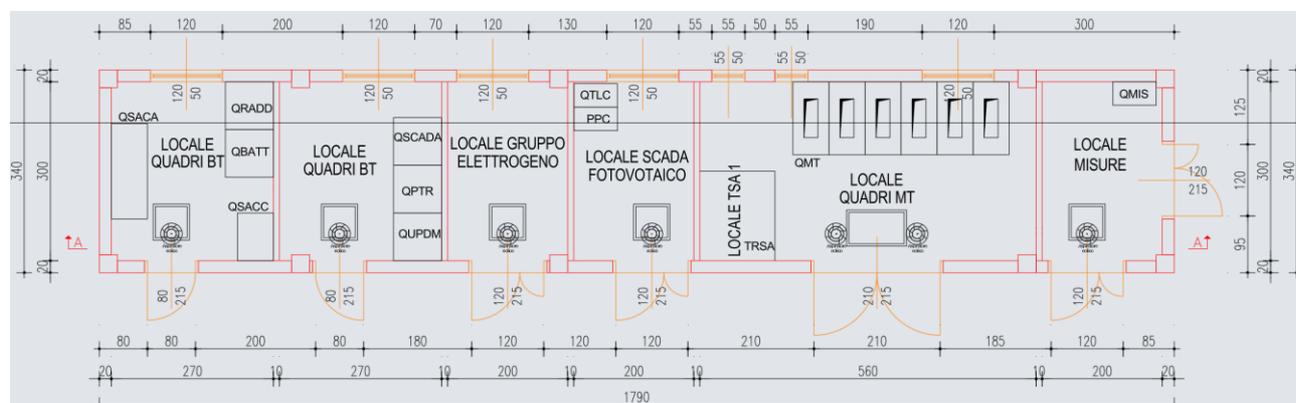
Le dimensioni della piastra di fondazione rimangono le stesse per tutti i livelli di tensione di rottura del terreno considerati in quanto le verifiche preliminari effettuate evidenziano come, nella condizione di combinazione di carico più gravosa considerata, il valore di tensione massima scaricata sul terreno si mantenga entro il valore di  $\sigma_{d,ut} < \frac{r_v}{\gamma_{R3}}$ .

La verifica che definisce le dimensioni minime attribuite alla fondazione nel caso in esame risulta essere quella della limitazione della parzializzazione della stessa.

La massa della cabina sommata alla platea fornisce un valore di  $\sigma_{d,ut} < 20\text{kPa} \ll 191\text{kPa}$ .

La verifica è soddisfatta poiché risulta:  $\sigma_{d,ut} < \frac{r_v}{\gamma_{R3}} = \frac{438.5}{2.3} \text{ kPa} = 191\text{kPa} \cong 0.19\text{MPa} \left( 1.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ .

Per la realizzazione delle strutture in cemento armato si utilizzano i materiali indicati al paragrafo 6.1.



### 11.3 Verifica pali cabine di sottocampo.

Ciascuna delle dieci cabine di sottocampo è costituita da moduli di dimensioni ISO standard.

Le strutture di tipo prefabbricato sono fissate al terreno mediante quattro punti fissi di fondazioni a vite elicoidale, in acciaio zincato di tipo conforme a EN1090 EXC2, posizionati su ciascun angolo ed interfacciati, mediante giunto flangiato, con il blocco d'angolo tipo container conforme alla norma ISO1161.

Tale tipologia di fissaggio è compatibile con la natura del terreno.

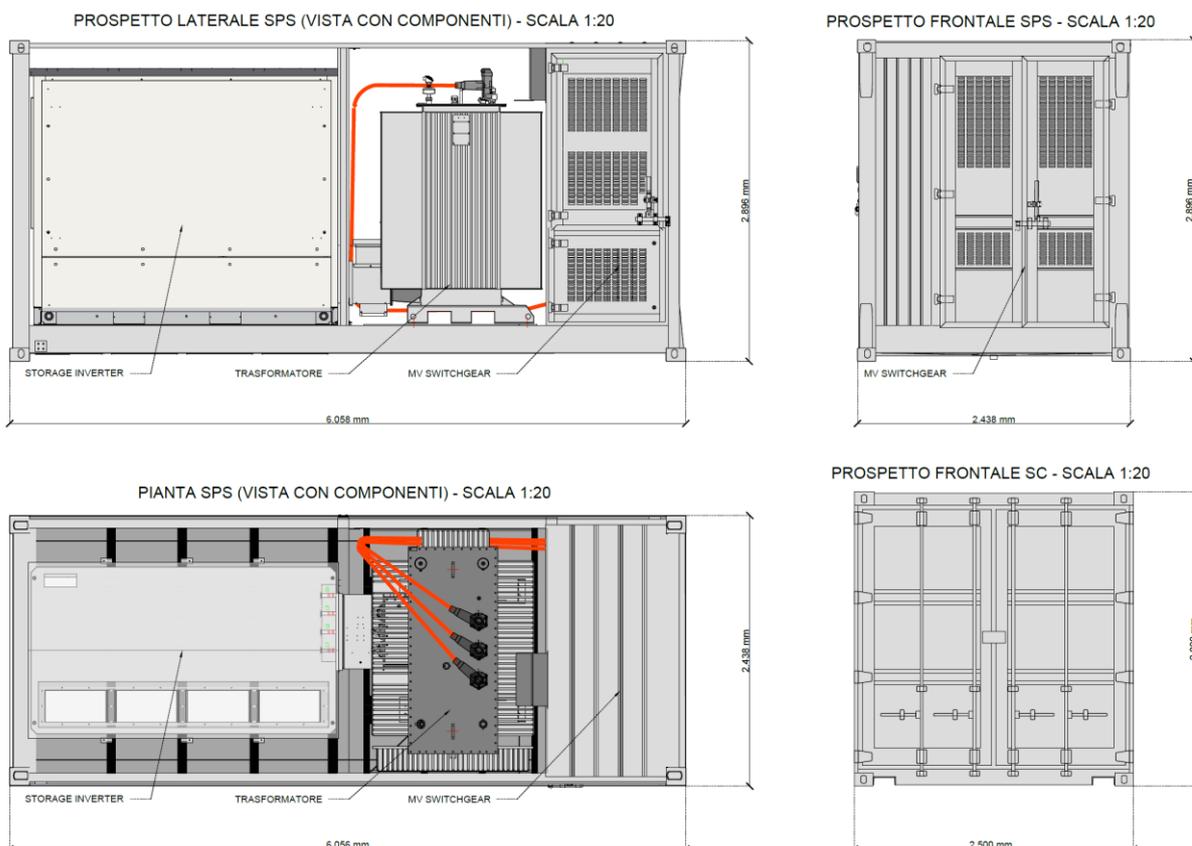
In fase di decommissioning dell'impianto è pertanto necessaria la sola estrazione del palo infisso ad elica metallico dal terreno.

La cabina sarà collocata almeno a 15cm sopra il piano di campagna poggiata sulle flange delle viti dei pali ad elica.

La profondità di infissione è compresa tra 1.6m ed 1.8m dal piano di campagna.

La massa complessiva della cabina è di circa 18000-20000kg massimo.

Come si riconosce dalle valutazioni preliminari riportate nella relazione geotecnica la capacità portante del singolo palo è adeguata ai carichi di progetto in condizione di esercizio.



Cabina di campo.

#### 11.4 Verifica fondazioni di servizio minori.

All'interno dell'impianto, ed in particolare nella zona della stazione, sono presenti altre tipologie di fondazioni di tipo isolato:

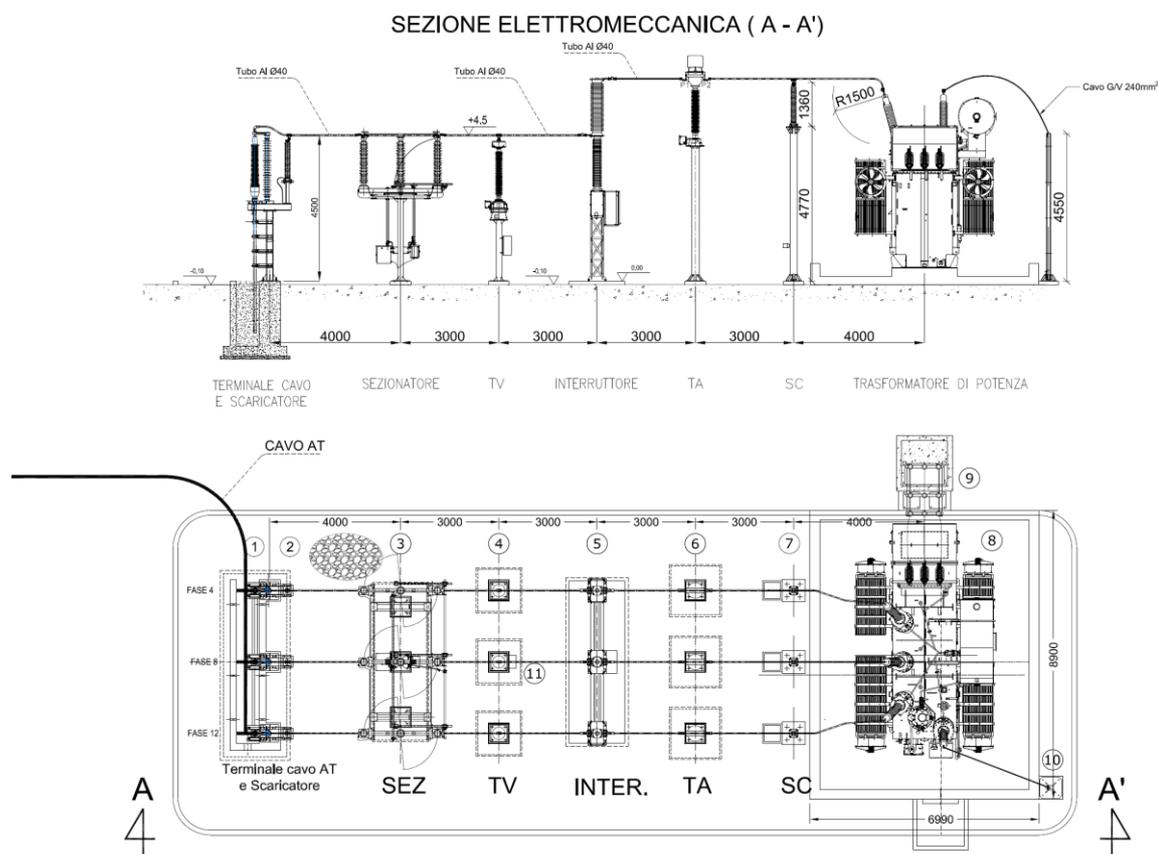
- **Strutture terminali;**
- **Scaricatori e sezionatori;**
- **Interruttori e supporti.**

Sono prevalentemente plinti di dimensioni inferiori che supportano azioni modeste indotte dalla carpenterie di supporto di servizio della stazione.

Hanno una dimensione ed una profondità limitata che può essere circoscritta in un involucro massimo di:

- 1m di profondità (si prevede almeno 1.25m di scavo).
- 0.75-1.5m in larghezza
- 1.5-3m in lunghezza.

Sono realizzati con gli stessi materiali indicati al paragrafo 6.1.



Assieme stazione AT.

**12. ALLEGATI ESSENZIALI.**

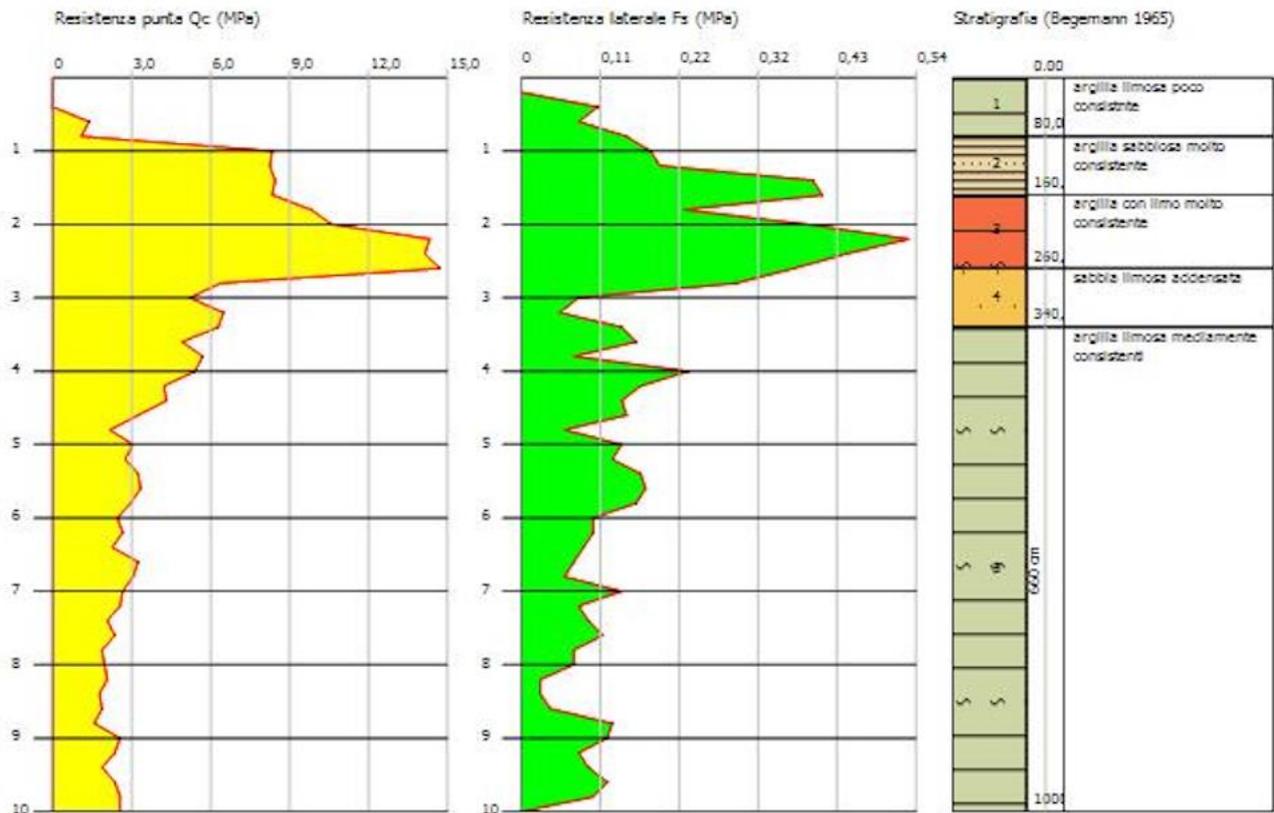
**12.1 CPT e PENETROMETRICA DINAMICA.**

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1  
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: SOLEROSSELLE SRL  
Cantiere: Impianto agrivoltaico 45 kWp  
Località: Località: Poggione (GR)

Data: 12/06/2024

Scala 1:100 - Qc: 1 cm=28,12 MPa - Fs: 1 cm=1,01 MPa



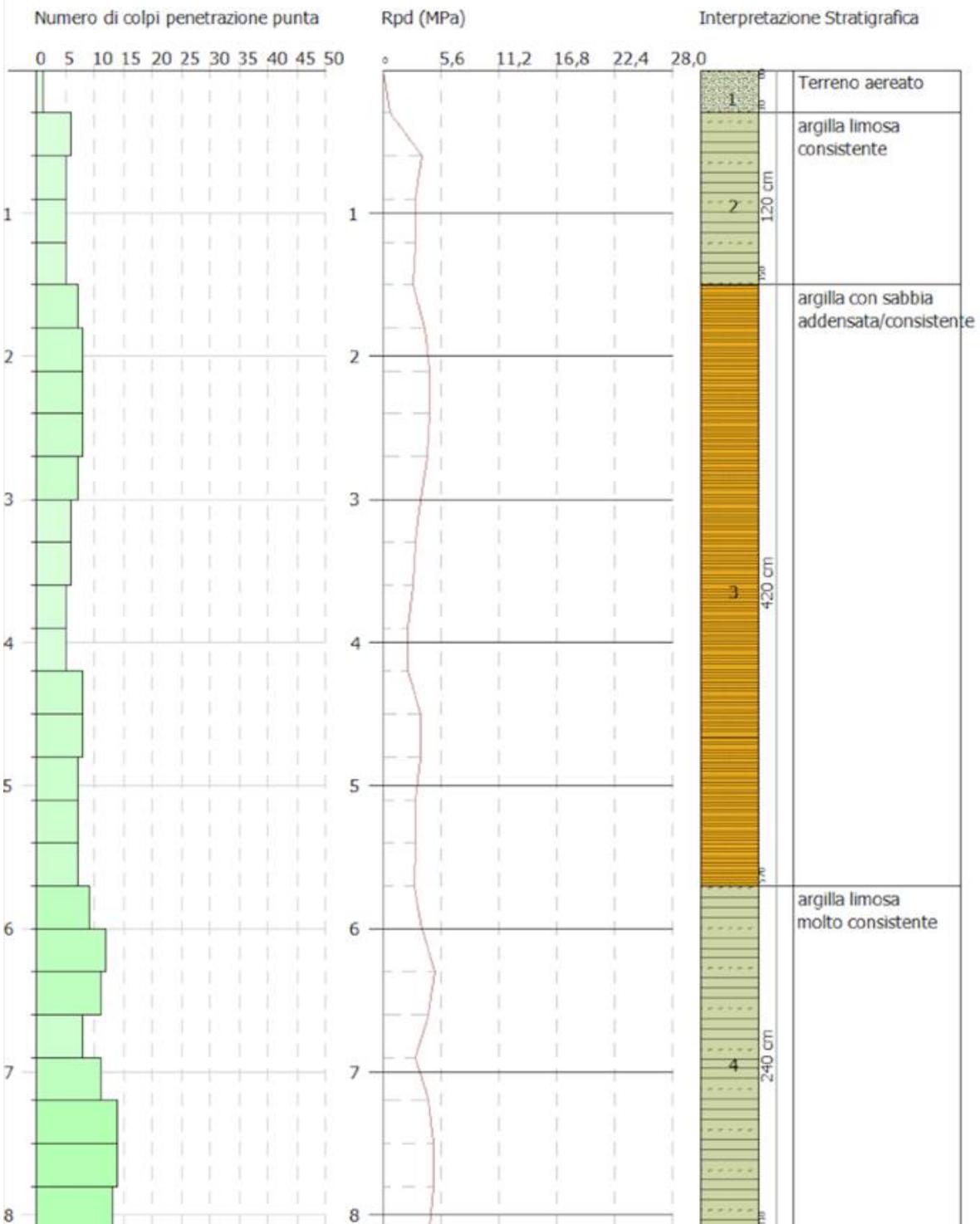
Per la documentazione completa si veda la RELAZIONE GEOLOGICA.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1  
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: SOLEROSSELLE SRL  
Descrizione: Impianto agrivoltaico 45 MWp  
Localita': Poggione (GR)

12/06/2024

Scala 1:40



**12.2 TIPOLOGIA PALI TRACKER.**

**SCHEDA PRODOTTO**  
 PALI FONDAZIONALI METALLICI A VITE

**Mod.  
P2G 140**

**GENERALITÀ**

Il palo fondazionale a vite Geopal® rientra nella categoria dei micropali di fondazione. La sua tecnologia consiste nell'utilizzo di viti strutturali, montate su fusti d'acciaio, in grado di assorbire e dissipare carichi agenti sia in compressione che in trazione. L'infissione del palo a vite avviene mediante l'avvitamento nel terreno, con appositi mezzi d'opera (escavatori), di elementi prefabbricati d'acciaio. L'infissione è totalmente a secco, senza quindi l'utilizzo di fluidificanti di qualsiasi genere, non produce materiali di risulta e vibrazioni di alcun tipo. Può essere recuperato a fine utilizzo (se provvisorio) e riutilizzato o smaltito. È eco-compatibile. Il palo Geopal® è costituito da elementi in acciaio strutturale uniti tra loro da saldature ad alta resistenza meccanica. Ogni componente viene lavorato ed assemblato da centri di trasformazione secondo le specifiche tecniche indicate da Geopalitalia S.r.l. e controllato da personale specializzato. Il palo Geopal® è brevettato (0000258086). Il marchio Geopal® è registrato a livello comunitario.

**Testa palo**

Estremità superiore caratterizzata dalla presenza di due fori passanti sul quale viene applicato il dispositivo di avvitemento della macchina piantapali e/o una eventuale prolunga. Una volta agganciato il palo all'avvitatore, questo viene sollevato e posizionato nel punto prescelto per essere infisso.

**Fusto palo**

Il fusto, di sezione tubolare cilindrica, costituisce la struttura principale del palo ed è interamente realizzato con acciaio S355 o N80, certificato alla fonte e predisposto per un eventuale riempimento di malta cementizia, che ne aumenta la resistenza in fase di esercizio.

**Vite**

Elemento circolare in acciaio S355 o S460, costituente la capacità portante del palo, ad andamento elicoidale destrorso costituito da una piastra d'acciaio avvolgente il fusto con passo costante. Nella terminazione di punta, la vite, può essere rastremata di 120°-150°. Se costituita da monoelicoide (settore di 360°), il suo posizionamento rispetto agli altri elementi viene determinato secondo un numero fisso di passi. Se ad andamento continuo (spirale) il suo sviluppo verticale lungo il fusto viene determinato sempre secondo un numero di giri-passi costanti.

**Puntazza**

Puntazza triangolare in acciaio S355, saldata sulla terminazione inferiore del fusto, dimensionata per facilitare la penetrazione del palo nei terreni più compatti.

**Saldature su palo**

Le giunzioni degli elementi che costituiscono il palo sono realizzate da centri di trasformazione autorizzati, mediante saldatura autogena ad arco di tipo semiautomatico a filo continuo (MAG). Le saldature sono state calcolate per garantire al palo la massima resistenza meccanica richiesta per l'uso a cui è destinato. La loro esecuzione è conforme alle direttive UNI-EN 15609-1.

**DATI TECNICI**

Elemento: FUSTO						Acciaio: S 355		
Ø est	Sp.	Peso	Lunghezza elemento unico	Area reagente	M torc. a rottura	Q assiale max		A
mm	mm	kg/m	mm	cmq	kgm	Ton		%
139,7	8,0	25,9	da 1000 a 6000	33,1	2.278,9	106,80		≥21
139,7	10,0	32,0	da 1000 a 6000	40,7	2.805,4	131,50		≥21

Elemento: VITE a 2 giri						Acciaio: S 235		
Ø est	Passo	Spessore interno	Sviluppo verticale	Area netta	Q STR max vite 2G (a deformazione amm.)		Q GEO vite 2G	
					SLE	SLU	SLE	SLU
500,0	200,0	10,0	400,0	1.809,56	7,6 Ton	11,4 Ton	<b>DA CALCOLARE</b>	
500,0	200,0	12,0	400,0	1.809,56	11,4 Ton	17,2 Ton		
500,0	200,0	15,0	400,0	1.809,56	19,0 Ton	28,6 Ton		

**N.B.:** la capacità portante della vite a 2 giri riportata sopra è strutturale (Q STR). La capacità portante geotecnica (Q GEO) varierà in funzione della capacità portante del terreno di fondazione.

La portata complessiva del palo è la somma della portata geotecnica della vite a 2 giri presente sul palo sommata a quella laterale del fusto (variabile a seconda della sua lunghezza).

Trattamento preservante :  Verniciatura a 2 mani di primer  Zincatura a caldo

Documento utilizzabile solo se provvisto di autenticazione della casa madre. È ESPRESSAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE

