



**Comune  
di Gravina in Puglia**

**Regione Puglia**



**proponente:**

# AMBRA SOLARE 13 S.R.L.

Via Tevere 41, 00187 - Roma (RM) - P.IVA/C.F. 15946151006 - pec: ambrasolare13srl@legalmail.it



id:

**TAV\_B.2**

GRUPPO  
**Powertis**

DISCIPLINA:	<b>PD</b>	TIPOLOGIA:	<b>R</b>	FORMATO:	<b>A4</b>	CODICE PRATICA:
FOGLIO:	<b>1 di 1</b>	SCALA:	-	Nome file:	<b>Geotecnica_B.2.pdf</b>	

**titolo del progetto:**

## PROGETTO PER LA COSTRUZIONE E L'ESERCIZIO DI UN IMPIANTO AGRIFOTOVOLTAICO, DELLE OPERE CONNESSE E DELLE INFRASTRUTTURE INDISPENSABILI, DENOMINATO "LOSCHIAVO"

**nome elaborato:**

### RELAZIONE GEOTECNICA

**progettazione:**

dott. ing. Giovanni Guzzo Fiorano    dott. ing. Amedeo Costabile    dott. ing. Francesco Meringolo    dott. ing. Astorino Picot

Rev:	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato
00	15/11/2021	PRIMA EMISSIONE	New Dev.	PW



**NEW DEVELOPMENTS S.r.l.**  
piazza Europa, 14 - 87100 Cosenza (CS)

## Indice

Premessa e inquadramento normativo .....	2
1. Caratterizzazione Geologica .....	2
1. Caratterizzazione geotecnica.....	3
2.1 Indagini eseguite .....	3
2.4 Parametri geotecnici .....	4
2. Verifiche geotecniche .....	5
3.1 Articolazione del progetto .....	5
3.2 Verifica di sicurezza .....	5
3.3 Azioni.....	7
3.4 Resistenza .....	7
3.5 Fondazioni superficiali .....	8
3.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	8
3.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	9
3.8 Verifiche geotecniche preliminari delle piastre di fondazione .....	10
3.9 Verifiche geotecniche preliminari montanti strutture trackers.....	12
3.10 Verifiche di stabilità globale pendii.....	15

## Premessa e inquadramento normativo

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere puntuali previste nel progetto definitivo per la realizzazione e l'esercizio di un impianto agri fotovoltaico con sistema di accumulo integrato denominato "Loschiavo" ubicato nel territorio del comune di **Gravina in Puglia (BA)**, proposto dalla società **Ambra Solare 13. S.r.l.**

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7;
- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1;

## 1. Caratterizzazione Geologica

L'area di studio ricade nel margine centro-occidentale del foglio 188 denominato Gravina in Puglia della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000). Essa è collocata nell'Avanfossa Bradanica, un bacino di sedimentazione di età pliocenica e pleistocenica, compreso tra l'Appennino meridionale ad Ovest e l'Avampaese Apulo (Murge settentrionali) ad Est. E' parte dell'avanfossa appenninica post-messiniana migrata, con diverse fasi deformative, verso Est durante il Pliocene e parte del Pleistocene e con l'inarcamento (peripheral bulge) dell'avampaese apulo. Rappresenta la subduzione litosferica della piattaforma Apula o Adria.

In dettaglio, nel sito esaminato si rinvergono principalmente le seguenti 2 litologie:

Tav. B.2	Relazione geotecnica	2 di 15
----------	----------------------	---------

- **qcg1 - CONGLOMERATO DI ISERNIA:** Conglomerati alluvionali poligenici con evidente stratificazione incrociata e lenti sabbiose ocracee o rossastre.
- **qs1 - SABBIE DELLO STATURO:** Sabbie fini quarzoso-micacee, ocracee o rossastre.

In generale, da un punto di vista geologico, sia l'area della perimetrazione dell'impianto che quella che ospita la sottostazione elettrica si presentano abbastanza omogenea; neanche nelle piccole incisioni dei torrenti che solcano l'area si incontrano evidenze di litologie differenti rispetto a quelle affioranti. Le uniche sostanziali differenze sono rappresentate dalla presenza in affioramento di una maggiore quantità di ciottoli arrotondati in corrispondenza dei punti dell'impianto in cui affiora in superficie l'unità geologica **qcg1** (Conglomerato di Isernia).

## 1. Caratterizzazione geotecnica

### 2.1 Indagini eseguite

Per la definizione del *modello geologico* dell'area, sono state eseguite n° 2 prove sismiche di tipo MASW e n° 3 prove penetrometriche DPM30 all'interno del sito in esame.

Le indagini sono state ubicate all'interno del perimetro dell'area impianto in cui verranno installati i pannelli fotovoltaici. Le aree esterne all'area impianti saranno caratterizzate dal solo passaggio del cavidotto fino alla sottostazione elettrica e di conseguenza escluse dall'indagine geognostica.

In generale, l'intero sito dell'area impianto, è caratterizzato da depositi sedimentari rappresentati in parte da conglomerati e in parte da sabbie che presentano potenza decimetrica. Le prove penetrometriche **P\_1**, e **P\_2** svolte nell'area impianti, si sono spinte poco oltre i 5 m di profondità indicando anche un graduale miglioramento delle caratteristiche geotecniche con l'aumentare della profondità dal piano campagna. Dall'esame dell'andamento dei colpi della DPM non si segnalano variazioni di litologia (anche se per assodarlo con certezza assoluta sarebbe opportuno effettuare un carotaggio).

Le prove **P\_1** e **P\_2** hanno dato risultati simili con un miglioramento delle caratteristiche geotecniche intorno ai 3,5 / 4 m di profondità dal P.C.

Una terza prova penetrometrica (**Pse**) è stata effettuata in corrispondenza della sottostazione elettrica e le risultanze sono in linea con le prove dell'impianto.

Le prove MASW **M1** e **Mse** sono state eseguite rispettivamente nell'area impianti e in corrispondenza della sottostazione elettrica. In entrambe le prove, le onde Vs aumentano di velocità man mano che si scende in

profondità, ma senza toccare mai gli 800 m/s a testimonianza che il substrato geologico non è mai prossimo al piano campagna.

Dalle risultanze delle prove sismiche si evince che la categoria di sottosuolo per l'area impianti è la B, mentre per la sottostazione elettrica ci si trova in corrispondenza di un suolo di categoria C.

### Area impianto

- **qcg\_1** – Conglomerati o sabbie (poco consistenti): a partire dal piano campagna fino a circa 3,5 m di profondità;
- depositi sedimentari **qgc\_1 o qs\_1** (mediamente consistenti): a partire da circa 3,5 m fino a 14 m di profondità dal piano campagna;
- depositi sedimentari **qgc\_1 o qs\_1** (consistenti): a partire da circa 14 m di profondità dal piano campagna;

### Area sottostazione elettrica

- **qcg\_1** – Conglomerati (poco consistenti): a partire dal piano campagna fino a circa 2 m di profondità;
- depositi sedimentari **qgc\_1** (mediamente consistenti): a partire da circa 2 m fino a 14 m di profondità dal piano campagna;
- depositi sedimentari **qgc\_1 o qs\_1** (da mediamente consistenti a consistenti): a partire da circa 14 m di profondità dal piano campagna;

## 2.4 Parametri geotecnici

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco.

Strato	$\phi$ (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$
	Picco	Picco	(t/m <sup>3</sup> )
qgc_1 e qs_1 – depositi conglomeratici e sabbiosi (poco consistenti)	24 - 26	0,05 – 0,1	1,80 - 1,90
qgc_1 e qs_1 – depositi conglomeratici e sabbiosi (mediamente consistenti)	26 - 28	0,1 – 0,2	2,00 - 2,10
qgc_1 e qs_1 – depositi conglomeratici e sabbiosi (consistenti)	28 - 30	0,15 – 0,3	2,10 - 2,15

## 2. Verifiche geotecniche

### 3.1 Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio

### 3.2 Verifica di sicurezza

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 . 6.2.4.1.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per

Tav. B.2	Relazione geotecnica	5 di 15
----------	----------------------	---------

le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.1. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto  $\gamma_R$  può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ . In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

### 3.3 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018.

Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2. Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

**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	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<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  $\gamma_{G1}$

### 3.4 Resistenza

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.



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

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
Coesione 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	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\tau_R$  un coefficiente parziale  $\gamma_{\tau_R}=1,0$  (M1) e  $\gamma_{\tau_R}=1,25$  (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

### 3.5 Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1.

### 3.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al

raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - o collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - o stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - o raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

### 3.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

### 3.8 Verifiche geotecniche preliminari delle piastre di fondazione

Il predimensionamento delle piastre di fondazioni necessarie alla distribuzione dei carichi di cabinet, containers di contenimento inverters, trasformatori ed apparati elettrici viene eseguito considerando le caratteristiche del terreno di sedime desumibili dalla relazione geologica e le azioni trasmesse dalle sovrastrutture desumibili dalle schede tecniche degli apparati.

Di seguito si riportano le risultanze del calcolo eseguito e le relative verifiche geotecniche.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Classe del calcestruzzo	C30/37
Peso specifico del calcestruzzo	25 kN/mc
Peso specifico del magrone	24 kN/mc
Altezza dello strato di magrone	10 cm
<b>Parametri sismici SLV</b>	
Accelerazione massima su suolo rigido $a_g$	1,148 m/s <sup>2</sup>
Coefficiente di amplificazione spettrale $F_0$	2,598
Periodo di inizio tratto a velocità costante $T_c^*$	0,420 s
Accelerazione di gravità $g$	9,81 m/s <sup>2</sup>
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale $a_g/g$	0,117
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo $C_c$	1,398
Periodo del tratto ad accelerazione costante $T_B$	0,196 s
Periodo del tratto a velocità costante $T_c$	0,587 s
Periodo del tratto a spostamento costante $T_D$	2,068 s
Coefficiente di smorzamento viscoso $\xi$	5%
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	1
Coefficiente sismico orizzontale $k_h$	0,067
Coefficiente sismico verticale $k_v$	+/- 0,033
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m$	0,38
<b>Dati geometrici</b>	
Dati fondazione B,L,h	3,00m ; 13 m; 0,20 m
Altezza affondamento zattera D	0,20 m
Angolo di inclinazione terreno di posa $\alpha$	0,00°
Sollecitazioni	
Gk1 V, Gk1 HI, Gk1 Hb, Gk1 Mb, Gk1 MI	160 kN, 0, 0, 0, 0, 0
Gk2 V, Gk2 HI, Gk2 Hb, Gk2 Mb, Gk2 MI	270 kN, 0, 0, 0, 0, 0
Qk V, Qk HI, Qk Hb, Qk Mb, Qk MI	200 kN, 0, 0, 0, 0, 0

Condizione Drenate

Carico limite

$q_{lim}$  469,5 [kN/m<sup>2</sup>]

$Q_{lim}$  16715,6 [kN]

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q$$

↑
↑
↑  
 contributo      contributo      contributo  
 forze di **attrito**      forze di **coesione**      **sovraccarico**

Verifica capacità portante  
Rottura Generale

$E_d$	725,0	[kN]	$E_d \leq R_d$	<b>verificato</b>
$R_d$	7267,6	[kN]		
$e_d$	20,4	[kPa]		
$r_d$	204,1	[kPa]		

Condizione non drenata

Carico limite

$q_{lim}$  52,6 [kN/m<sup>2</sup>]

$Q_{lim}$  1873,0 [kN]

$$q_{lim} = c_u N_{c,0} s_{c,0} d_{c,0} i_{c,0} b_{c,0} z_{c,0} + q$$

 contributo forze di **coesione**
 contributo **sovraccarico**

Verifica capacità portante  
Rottura generale

$E_d$	725,0	▼	[kN]	$E_d \leq R_d$	<b>verificato</b>
$R_d$	814,4	▼	[kN]		
$e_d$	20,4		[kPa]		
$r_d$	22,9		[kPa]		

Per quanto riguarda invece la sovrastruttura si farà riferimento alle verifiche strutturali già predisposte dai fornitori che accompagneranno le diverse strutture.

Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 3.9 Verifiche geotecniche preliminari montanti strutture trackers

Le strutture sono rappresentate da inseguitori solari monoasse con sopra debitamente ancorati i moduli fotovoltaici le cui caratteristiche metriche e geometriche sono meglio rappresentate nelle allegate tavole grafiche. Tali strutture vengono infisse nel terreno mediante battitura dei montanti e senza utilizzo di calcestruzzo o altro materiale.

Il progetto di inseguitore solare monoassiale deve rispettare una serie di parametri che tengono conto degli effetti aeroelastici causati dal vento. Il miglioramento dell'elettronica è necessario anche per affrontare fenomeni meteorologici come cicloni, venti forti o tempeste elettriche.

Le strutture dei moduli saranno ancorate al terreno mediante infissione del montante per una profondità dimensionata in riferimento alle sollecitazioni indotte dalla sovrastruttura. I carichi dimensionanti sono quelli derivanti dalla combinazione delle azioni del vento incidente sulla struttura che provocano a livello fondale degli sforzi assiali sul montante. Il predimensionamento della profondità di infissione è

soddisfatto se l'azione assiale esercitata dal vento è equilibrata dalle azioni tangenziali dovute al contatto con il terreno.

In fase di progettazione esecutiva sarà definita l'effettiva profondità di infissione (preliminarmente dimensionata nell'ordine di 1,5 – 2,5 m) atta a garantire l'equilibrio statico del sistema compatibile con le caratteristiche geomeccaniche del terreno di sedime, desumibili dalla relazione geologica allegata al presente progetto definitivo.

I profili in acciaio zincato consentono una rapida e accurata installazione della struttura nel terreno. Il processo di guida su palo viene eseguito da macchine idrauliche in grado di realizzare circa 280 battiture al giorno.

L'azione dimensionante è rappresentata dalla pressione del vento che genera sui montanti infissi nel terreno sollecitazioni di trazione. Il predimensionamento consiste nel determinare la profondità di infissione dei montanti nel terreno tale da equilibrare il sistema al carico di sfilamento.

L'azione del vento sulla struttura è determinata seguendo la formulazione del paragrafo 3.3 NTC2018 mentre le caratteristiche geomeccaniche del terreno sono determinate in ragione dei risultati ottenuti dall'indagine geognostica e riportate nella relazione geologica.

Di seguito si riporta il prospetto riassuntivo delle verifiche geotecniche preliminari eseguite.

Classe di rugosità del terreno	C
ag (altitudine della costruzione)	450 m slm
Distanza dalla costa	52 km
Tr (tempo di ritorno)	50 anni
Categoria di esposizione	II
H <sub>min</sub> tracker	0.70 m
H <sub>max</sub> tracker	4,92 m
Angolo inclinazione massimo	60°
Velocità di riferimento del vento V <sub>b,0</sub>	27 m/s
Pressione cinetica di riferimento q <sub>r</sub>	456,29 N/m <sup>2</sup>
Coefficiente topografico	1
Coefficiente di forma C <sub>e</sub>	+/- 2,24
Pressione del vento p	+/- 1,96 kN/mq
Superficie captante	159 mq
Numero montanti	7
Risultante della pressione sul singolo montante	44,49 kN
Risultante di trazione sul singolo montante	22,24 kN
Angolo di attrito interno del terreno medio	25°
Peso per unità di volume del terreno medio	18,5 kN/mc
Lunghezza di infissione	2 m
Tensione geostatica verticale massima	37 kN/mq
Risultante delle tensioni geostatiche verticali	37 kN
K <sub>o</sub>	0.44
Tensione geostatica orizzontale	15,69 kN/mq
Tensione tangenziale	10,58 kN/mq
Superficie minima di contatto	3 mq
R <sub>d</sub>	23,91 kN
γ <sub>R</sub>	1,25
Verifica di sicurezza γ <sub>R</sub> R <sub>d</sub> / F <sub>d</sub> > 1	1,07 - VERIFICATO

Tali verifiche teoriche sono da considerarsi preliminari in quanto non tengono conto di altre variabili che alterano la situazione teorica del terreno. Infatti già la tecnica di infissione con battipalo altera le caratteristiche teoriche del terreno il quale presenta una stratigrafia attuale che potrebbe essere modificata nello strato di coltre a seguito di parziali livellamenti. Inoltre le caratteristiche del terreno potrebbero variare anche all'interno dell'area di intervento e pertanto si rimanda alla progettazione esecutiva per la verifica geotecnica definitiva basata anche su valori di riferimento basati su prove di sfilamento eseguite mediante sollevatore telescopico a braccio fisso con interposto dinamometro.

### 3.10 Verifiche di stabilità globale pendii

Ricordando quanto detto nel paragrafo *caratteristiche geomorfologiche* al quale si rimanda esplicitamente, è possibile classificare il sito come di Categoria topografica T1 in quanto le pendenze medie del versante (1-2°) sono sempre inferiori ai 15° per come previsto dalla normativa vigente. I versanti caratterizzati da categoria topografica T1 in genere sono favorevoli alla stabilità;

tuttavia, ci sono alcune litologie come ad esempio proprio le argille subappennine che possono innescare dei movimenti gravitativi anche con blande pendenze. Generalmente la presenza di acque superficiali che scorrono in modo disordinato lungo i versanti favoriscono l'innescio di tali fenomeni.

Per la buona riuscita delle opere di cui in progetto e per scongiurare l'innescio di movimenti franosi, risulta di fondamentale importanza una corretta regimazione delle acque superficiali e di ruscellamento, mediante specifiche opere di presidio idraulico (vespai, canalizzazioni ecc) da estendere adeguatamente attorno all'area d'interesse, con il loro recapito fino agli elementi naturali e/o artificiali più vicini e sicuri.

I progettisti

\_\_\_\_\_  
(dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro)

\_\_\_\_\_  
(dott. ing. Amedeo Costabile)

\_\_\_\_\_  
(dott. ing. Francesco Meringolo)

\_\_\_\_\_  
(dott. Ing. Pierluigi Astorino)