









REGIONE SICILIA
PROVINCE DI RAGUSA E CATANIA
COMUNI DI ACATE E CALTAGIRONE

PROGETTO:

Progetto per la realizzazione di un impianto agrofotovoltaico per la produzione di energia elettrica, delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili denominato "BIDDINE"

Progetto Definitivo

PROPONENTE: Renantis Sicilia S.r.l. (già Falck Renewables Sicilia S.r.l) P.iva e C.f. 10531600962 Sede legale in Corso Italia, 3 20122- Milano	 Renantis												
ELABORATO: Relazione Geotecnica													
PROGETTISTI COORDINATORI: BLC s.r.l. Via Umberto Giordano, 152 - 90144 Palermo (PA) P.IVA 07007040822 Ing. Eugenio Bordonali Ing. Gabriella Lo Cascio   	Scala: - Tavola: 1.4												
PROGETTISTI: Ing. Riccardo Baratta Ing. Caterina Giacona  													
Data: 11 Aprile 2023	<table border="1"><thead><tr><th>Rev.</th><th>Data</th><th>Descrizione</th></tr></thead><tbody><tr><td>00</td><td>11 Aprile 2023</td><td>prima emissione</td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr><tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr></tbody></table>	Rev.	Data	Descrizione	00	11 Aprile 2023	prima emissione						
Rev.	Data	Descrizione											
00	11 Aprile 2023	prima emissione											

Sommario

1. PREMESSA	2
2. INQUADRAMENTO DEL SITO	3
2.1 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	7
2.1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
3. DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE	9
4. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI	11
5. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI	11
6. SISMICITA' DELL'AREA	12
7. RAPPORTI OPERE – TERRENI	13
8. APPROCCI PROGETTUALI	13
Capacità portante assiale	13
Capacità portante di punta	14
Capacità portante laterale	15
Capacità portante trasversale	16
9. ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA	17
10. ANALISI DEI CEDIMENTI	18
11. CONCLUSIONI	18

1. PREMESSA

Dopo attento sopralluogo ed acquisizione dei dati necessari, si è redatta la presente relazione tecnica a supporto della progettazione delle opere da realizzare. Oltre alle caratteristiche geologiche e morfologiche del sito e alla descrizione generale delle strutture, si è posta l'attenzione sui rapporti fra le opere ed i terreni, descrivendo il programma delle indagini che hanno portato ai valori dei parametri geotecnici e valutando la sismicità del sito attraverso le coordinate geografiche e la tipologia di terreno. Inoltre sono stati esposti gli approcci progettuali e le analisi effettuate a supporto delle verifiche di sicurezza.

2. INQUADRAMENTO DEL SITO

L'area di progetto (impianto agro-fotovoltaico+cavidotto+stazione di utenza) sulla cartografia I.G.M. in scala 1:25.000 edita dall'Istituto Geografico Militare è inquadrata nella Serie 273 – III – SO (Acate) e 273 [Impianto FV] e Serie 273 - III – NO (Mazzarrone) [Opere di connessione], mentre sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 edita dalla Regione Siciliana l'area d'impianto ricade tra la Sezione - 644100 (Torre di Terrana) - 644110 (Mazzarrone) - 644140 (Acate) - 644150 (Pedalino) [Impianto FV] - 644020 (Masseria Valle Pilieri) - 644060 (Santo Pietro) - 644070 (Granieri) [Opere di connessione].

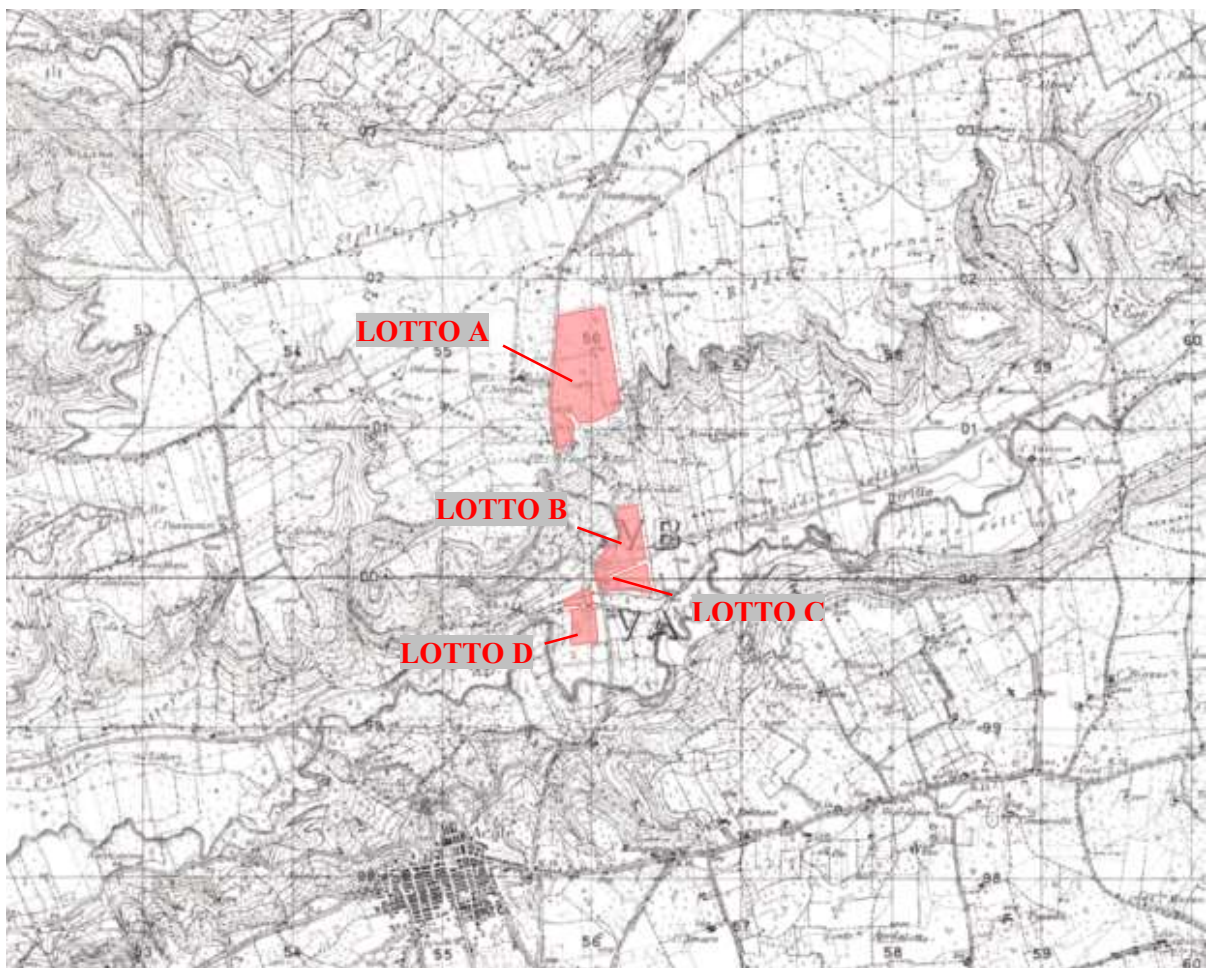


Figura 1 - Inquadramento territoriale su I.G.M.

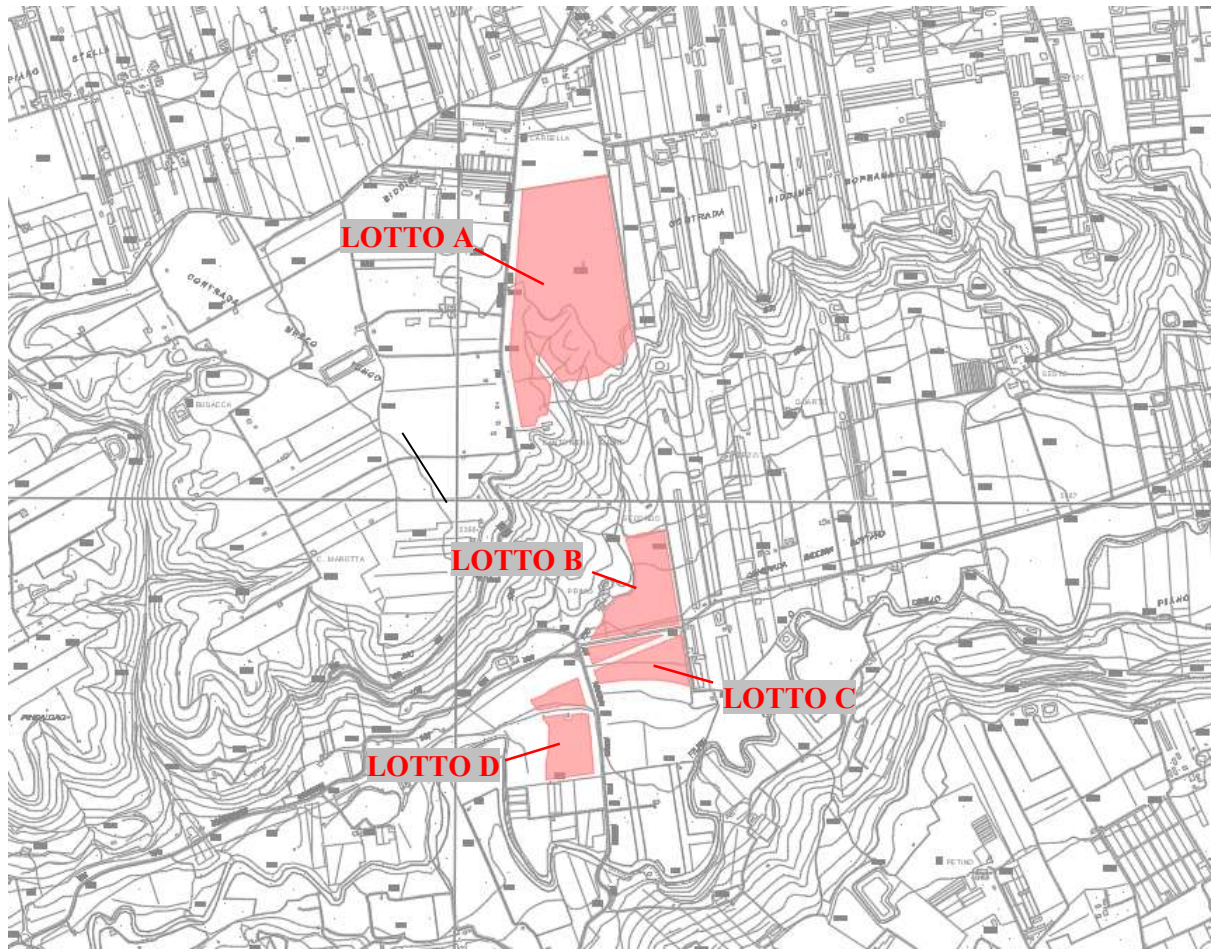


Figura 2 - Inquadramento territoriale su C.T.R.

I baricentri delle quattro macro aree dell'impianto, sono individuati dalle seguenti coordinate geografiche:

	Latitudine	Longitudine	H (s.l.m.)
Lotto A	37° 3' 19.92''N	14°30'14.13'' E	230 m
Lotto B	37°2'41.57''N	14°30'24.75''E	102 m
Lotto C	37°2'36.26''N	14°30'26.84''E	95 m
Lotto D	37°2'28.53''N	14°30'14.23''E	90 m



Figura 3 – Inquadramento generale area impianto



Figura4 - Inquadramento territoriale area impianto

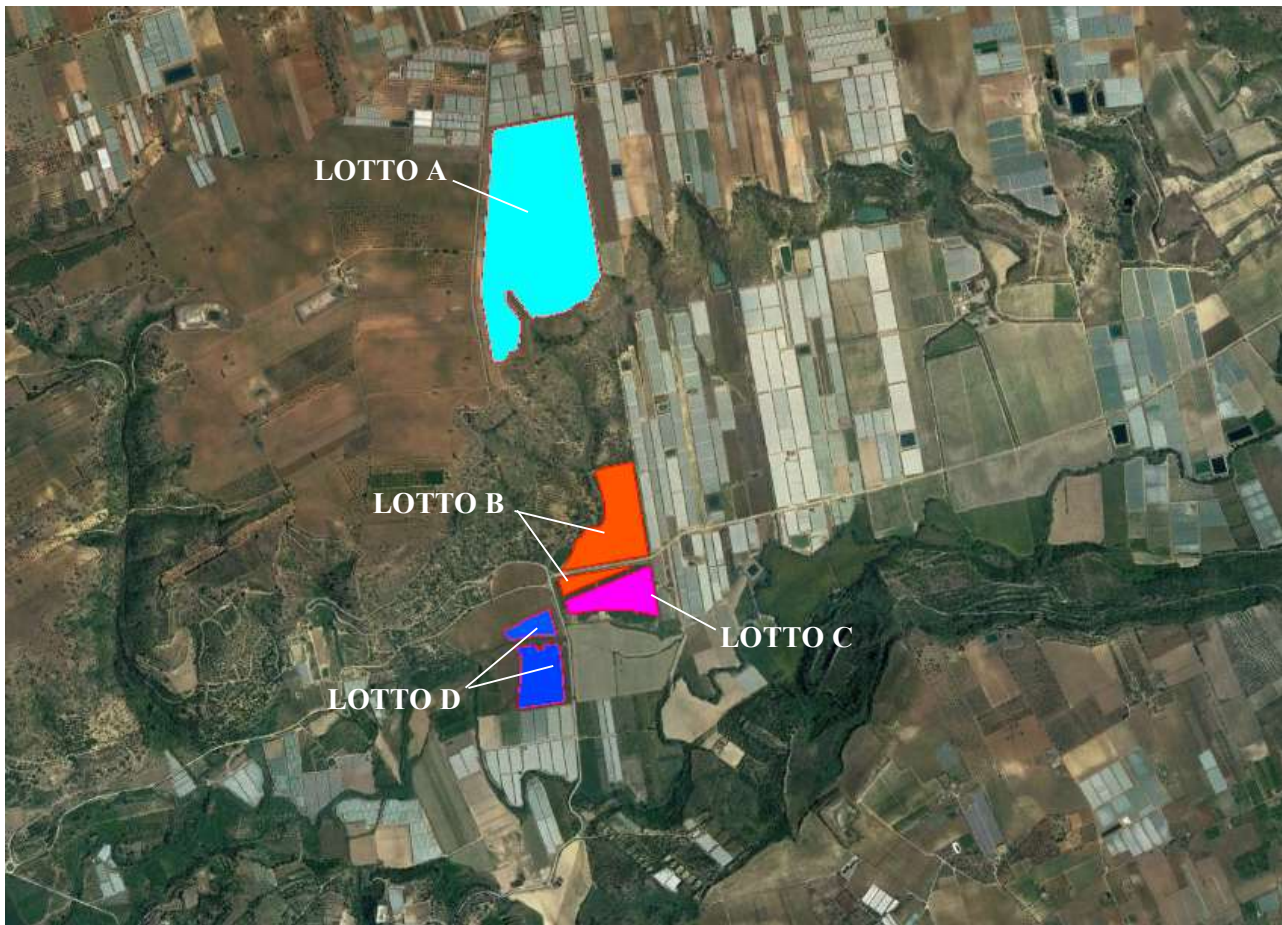


Figura 5 - Inquadramento locale area impianto

L'area destinata alla realizzazione dell'impianto agro-fotovoltaico ricade nel territorio di Acate (RG), c.da Biddine, a circa 3,5 km dal centro abitato, in un area sub-pianeggiante con quota media intorno a 130 m s.l.m. che presenta un buon irraggiamento solare. L'accessibilità al sito è consentita percorrendo dal centro abitato di Acate la strada provinciale SP 2 per circa 7 km per la macro area posta a Nord (lotto A), mentre l'accessibilità alle macro area poste a Sud (lotti B, C e D) è garantita percorrendo la medesima strada provinciale per soli 3,5 Km.

L'area per l'installazione dell'impianto agro fotovoltaico, suddiviso in 4 lotti (A, B, C e D), distinti al N.T.C. del Comune di Acate:

- Lotto A: foglio 2, p.lle 268 – 291
- Lotto B: foglio 2, p.lle 254 – 261 – 280 – 40
- Lotto C: foglio 2, p.lle 245 – 246 – 247 – 248
- Lotto D: foglio 2, p.lle 259 – 260 – 270 -272 -273 – 274 – 275 - 277 – 272 - 273 – 259 – 271 – 276 – 270 – 274 – 275 - 277

mentre le opere di connessione ricadono in contrada Marfisa nel comune di Caltagirone (CT) sul lotto di terreno distinto al N.C.T. del Comune di Caltagirone:

- foglio 239 p.lle 269, 193, 270, 194, 293 e 195.

Ogni lotto verrà recintato e l'accesso ai 4 lotti (A, B, C e D) avverrà tramite passo carraio posizionati tre in prossimità della strada provinciale e tre in prossimità della Strada Consorziale Acate Licodia che costeggia le particelle 280 e 40. Tutti gli ingressi verranno rientrati rispetto alla viabilità in modo da facilitare la fermata dei mezzi e non intralciare il passaggio ad altri veicoli.

La connessione dell'impianto alla rete è costituita tramite cavo interrato in AT di circa 21 km, il cui tracciato è riportato nelle cartografie (Tav_2.1 e 2.2), che convoglia l'energia prodotta dall'impianto alla stazione di utenza 36 kV ubicata in adiacenza alla stazione consegna RTN 220_36 kV nel Comune di Caltagirone, località "C.da Marfisa".

2.1 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

Di seguito vengono riportate le caratteristiche generali del sito in cui verrà realizzato l'impianto, ponendo l'attenzione sull'inquadramento geologico.

2.1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dall'analisi degli affioramenti geologici nei dintorni dell'area in esame ("Carta geologica d'Italia – Foglio 268 Caltanissetta" E. Beneo - Servizio geologico Italiano 1955 e "Carta geologica del settore centro meridionale dell'Altopiano Ibleo", redatta dal Mario Grasso e pubblicata a cura dell'Istituto di Geologia e Geofisica dell' Università di Catania ed elaborata in scala 1:50.000) litostratigraficamente dall' alto verso il basso possiamo distinguere i seguenti terreni:

- Alluvioni recenti e attuali (a)
- Sabbie marine e calcareniti (Qms)
- Sabbie gialle (Qs)
- Silt argillosi (Qsa)
- Argille grigio azzurre (Qa)

In particolare l'area di impianto ricade:

- Lotto A su terreni caratterizzati da sabbie marine e calcareniti (Pleistocene medio) – **Qms**;
- Lotto B su terreni caratterizzati in parte da argille grigio azzurre (Pleistocene inferiore) – **Qa** ed in parte su alluvioni recenti e attuali (Olocene) – **a**;
- Lotto C e D su terreni caratterizzati in parte da argille grigio azzurre (Pleistocene inferiore) – **Qa**



mentre la stazione di consegna ricade su terreni caratterizzati da sabbie marine e calcareniti (Pleistocene medio) – **Qms**.

Di seguito si riporta una sintesi dell'interpretazione dei parametri geotecnici ricavati dallo studio del Geologo a cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

LITOTIPO	CARATTERISTICHE FISICO/MECCANICHE	VALORI
Suolo agrario (SA)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	18.00 KN/m ³ 0.0 KN/m ³ 26°
Sedimenti alluvionali (SAAR)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	19.02 KN/m ³ 0.0 KN/m ³ 30°
Argille sabbiose della Formazione Terravecchia (FTA - FTB)	Peso dell'unità di volume coesione angolo di attrito interno	19.12 KN/m ³ 19 KN/m ³ 24°

Tabella 1 – Parametri geotecnici di calcolo

3. DESCRIZIONE GENERALE DELLE STRUTTURE

L'impianto fotovoltaico in oggetto sarà, come già detto, composto da strutture del tipo ad inseguimento monoassiale. La caratteristica di questo impianto comporta che le strutture di sostegno dei pannelli avranno un sistema meccanico che permetterà la rotazione del piano dei pannelli nella direzione est-ovest. I pannelli fotovoltaici avranno dimensione di 1.134 x 2.465 m circa e saranno montati su entrambe le strutture di sostegno su due file parallele, in direzione nord-sud. Ogni tracker indipendente ospiterà 26 pannelli e saranno movimentati mediante un unico motore elettrico. Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O. I pannelli sono collegati, per mezzo di profilati trasversali, ad un'asse centrale che ruota attorno alla direttrice nord-sud grazie ad un dispositivo meccanico. L'asse orizzontale è posto ad una altezza pari a 2,44 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 60°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo all'asse di rotazione. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammorsamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione. In alcuni casi le fondazioni potrebbero consistere anche in zavorre in c.a. . La struttura proposta è rappresentata nella figura seguente. La giunzione trave-pilastro avverrà tramite snodi mobili capaci di far ruotare la trave attorno al proprio asse. Alla trave principale saranno collegati le travi secondarie che sosterranno i pannelli. La rotazione attorno all'asse orizzontale sarà eseguita mediante un motore elettrico montato in corrispondenza della mezzeria della struttura. La dimensione proposta della struttura in direzione nord-sud sarà di 15,37 m. I pilastri saranno in acciaio tipo S355, le travi principali e secondarie in acciaio S235. Le fondazioni saranno realizzate mediante pali infissi in acciaio di sezione IPE 240 e profondità di 3.80 m. In fase esecutiva, a seguito di approfondimento geologico, si potrà optare per una fondazione superficiale, o profonda mediante pali trivellati e gettati in opera. Il calcolo è stato condotto per una struttura sollecitata con i carichi previsti dal D.M. 17/01/2018 rappresentativa delle strutture installate.

La struttura proposta è rappresentata nella seguente figura.

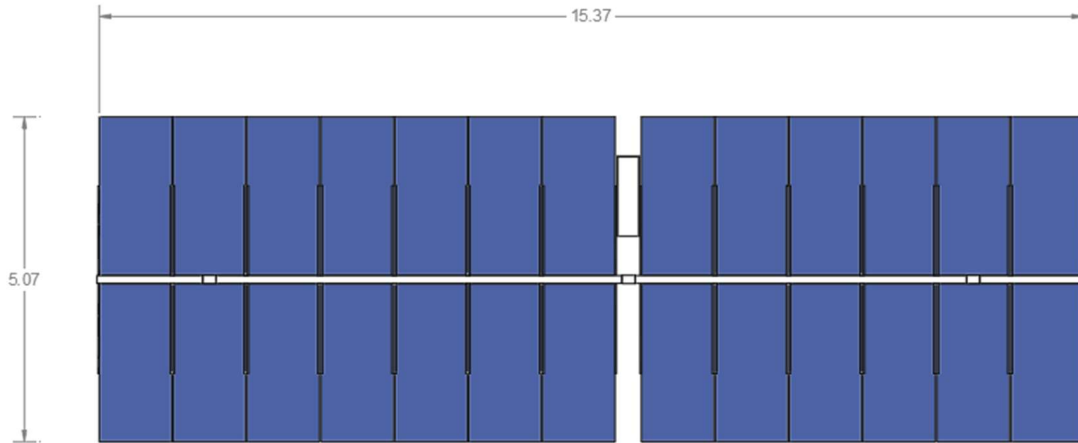


Figura 6- Pianta struttura Tracker da 26 moduli

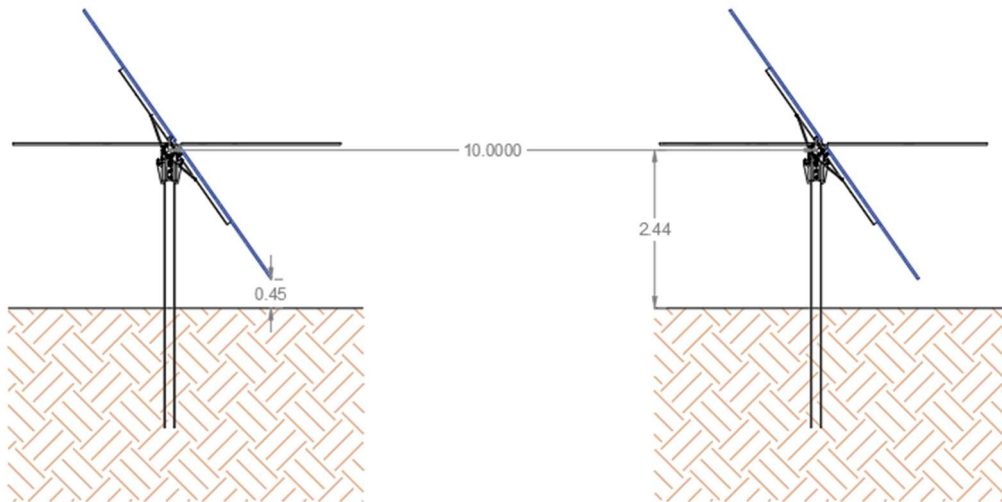


Figura 7- Sezione struttura Tracker da 26 moduli

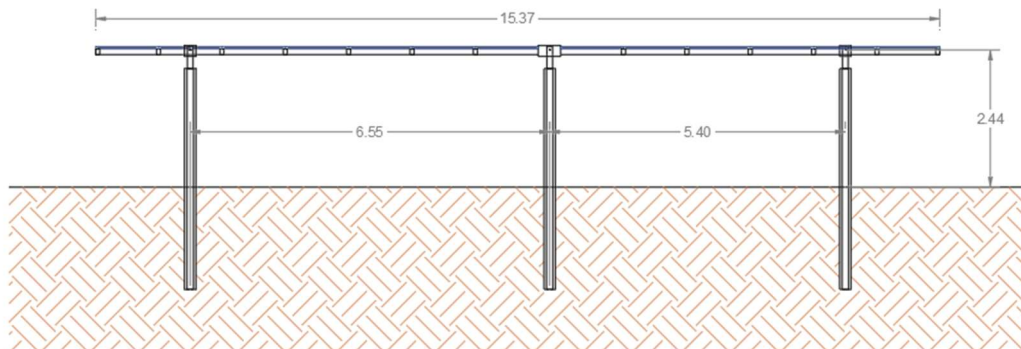


Figura 8- Prospetto struttura Tracker da 26 moduli

4. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Come riportato dall'attuale normativa vigente al Cap. 6.2 della N.T.C., per completezza dello studio geotecnico è necessaria la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, del sito in esame. Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione. I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso

l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

La zona interessata dalle opere, è sita nel comune di Acate (RG), a quota 238 ml dal livello medio dei mari. Il programma di indagini eseguite per la caratterizzazione geologica del sito, è stata condotta dal Dott. Geol. Giuffrè Ignazio, il quale ha eseguito indagini geofisiche con sismica a rifrazione applicando il metodo "MASW", al fine di approfondire le conoscenze sui terreni in oggetto di studio, ed in particolare la definizione della categoria di suolo di fondazione ai sensi dell'ordinanza n. 3274/2005 del Presidente del Consiglio dei Ministri, ripresa e completata con la O.P.C.M. n. 3519/2006.

Morfologicamente, la stabilità d'insieme dell'area appare buona e allo stato attuale non sono stati rilevati fenomeni franosi in atto e non sono stati riscontrati dissesti e/o segni di sconnesione o lesioni negli edifici esistenti nelle vicinanze. Inoltre è stato preso in considerazione il P.A.I. (Piano per l'Assetto Idrogeologico) relativo al bacino idrografico del F. Acate Dirillo (078), redatto dall'assessorato Regionale Territorio e Ambiente, approvato con Decreto Presidenziale del 08.10.2004, e pubblicato sulla G.U.R.S. n° 52 del 03.12.2004 e successive modifiche ed integrazioni, e la zona di stretto interesse, dal punto di vista geomorfologico, non ricade né in aree in dissesto, ne in aree a rischio, ne in aree a pericolosità, ai sensi del predetto P.A.I.

Pertanto, da quanto osservato, si desume che l'area è stabile e che l'installazione dei pannelli fotovoltaici e delle opere accessorie, non comporterà l'innescarsi di fenomeni di instabilità anche localizzati.

5. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La litologia presente nella nostra area d'interesse, è costituita da una stratigrafia di terreni costituiti da Alluvionale attuali e recenti, sabbie marine e calcareniti e argille azzurre.

Nelle linee generali, è possibile caratterizzare, dal punto di vista geotecnico, i materiali descritti, attribuendo loro i seguenti range di valori.

<i>LITOTIPO</i>	<i>CARATTERISTICHE FISICO / MECCANICHE</i>	<i>VALORI</i>
<i>Alluvionale attuali e recenti (a)</i>	<i>peso dell'unità di volume</i> <i>coesione</i> <i>angolo di attrito interno</i>	<i>18.00 KN/m³</i> <i>0.0 KN /m²</i> <i>26°</i>
<i>Sabbie marine e calcareniti (Qms)</i>	<i>peso dell'unità di volume</i> <i>coesione</i> <i>angolo di attrito interno</i>	<i>19.02 KN/m³</i> <i>0.0 KN /m²</i> <i>30°</i>
<i>Argille grigio azzurre (Qa)</i>	<i>peso dell'unità di volume</i> <i>coesione</i> <i>angolo di attrito interno</i>	<i>19.12 KN/m³</i> <i>19 KN /m²</i> <i>24°</i>

Colonna geotecnica riepilogativa

Per avere utili indicazioni sul comportamento meccanico di tali materiali si è fatto riferimento ai risultati delle sperimentazioni eseguite sui materiali simili, riportati nella letteratura tecnica specializzata.

In definitiva la categoria di suolo è stata classificata di tipo B, cioè “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

6. SISMICITA' DELL'AREA

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidità e dello smorzamento dal livello deformativi.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Il comune di Acate appartiene alla zona 2 della nuova classificazione sismica del territorio a seguito dell'entrata in vigore delle N.T.C. 2018, e che il sito su cui sorge il nostro manufatto è caratterizzato da un terreno di tipo B, ottenuto tramite un'indagine sismica a rifrazione.

7. RAPPORTI OPERE – TERRENI

Considerate le caratteristiche dei terreni superficiali presenti nel sito, i quali risultano idonei alla realizzazione di fondazioni di tipo dirette, si è optato per la realizzazione di basamenti in calcestruzzo armato per la posa delle cabine, invece per quanto riguarda le strutture dei tracker si utilizzano delle travi in acciaio infisse nel terreno. Nello specifico i montanti verticali della struttura di sostegno dei pannelli fotovoltaici verranno infissi nel terreno attraverso battitura per una profondità di 3,8 m, assimilandoli a dei micropali, in modo di potersi ammorsare sulla sabbia marine e calcareniti.

I montanti verticali in acciaio della nuova struttura da realizzare, costituiti da profili IPE 240, per poter essere assimilati a dei micropali infissi, e quindi poter utilizzare per la loro verifica le formule classiche della geotecnica, è stato necessario fare l'ipotesi del palo equivalente, ossia il perimetro della sezione viene sostituito da un palo cavo di uguale perimetro.

8. APPROCCI PROGETTUALI

Capacità portante assiale

Il palo di fondazione deve essere in grado di far fronte al carico verticale di progetto mediante la sua resistenza assiale. Il metodo di calcolo si pone di determinare la capacità portante del palo a carichi verticali. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza. La capacità portante di un palo è composta dalla portanza di base (o di punta) e dalla portanza per attrito laterale lungo il fusto. Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro, si assume valida l'espressione:

$$Q_{Tk} = Q_{bk} + Q_{Lk} - W_P$$

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_{Tk} = Q_{Lk} + W_P + W_t$$

Dove:

Q_{Tk} → Portanza totale del palo determinata analiticamente;

Q_{bk} → Portanza di base del palo determinata analiticamente;

Q_{Lk} → Portanza per attrito laterale del palo determinata analiticamente;

W_P → Peso proprio palo.

W_t → Peso del terreno in presenza dell'allargamento di base.

I valori caratteristici Q_{bk} Q_{Lk} vengono determinati secondo quanto prescritto al punto b del §6.4.3.1.1 di NTC:

“Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei 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 al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione x riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine”

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione x per la determinazione della resistenza in funzione del numero di verticali indagate

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_{Tk} applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b , γ_s e γ_t , rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta, per la portanza laterale e per la portanza laterale in trazione (Tab 6.4.II NTC). Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_{Td} = Q_{bk}/\gamma_b + Q_{Lk}/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_{Td} = Q_{Lk}/\gamma_{st} + W_P/\gamma_{st} - W_t/\gamma_{st}$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_b = A_b (cN_c + \sigma_{vb}N_q)$$

dove A_b è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, σ_{vb} è la pressione del terreno alla quota

della punta 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 profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di N_c ed N_q .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ($\phi = 0$, $c = cu$) si assume in genere per N_q il valore unitario. Diversi autori hanno proposto valori per il fattore N_c ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute. Diverso è il caso del fattore N_q per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuate su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressoché costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un "effetto arco" che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale σ_v cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità z_c ($\sigma_v = \sigma_c$); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a σ_c : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di z_c (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo, dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno.

Nella determinazione di z_c , e del valore di N_q proposto da Berezantzev, il valore di ϕ da considerare è funzione

del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo, ϕ' , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati $\phi = \phi' - 3$

Capacità portante laterale

La portanza laterale dalle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti estese a tutte le superficie laterale:

$$Q_L = \sum_n CL_n (C_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a)$$

Dove:

- n numero dello strato
- C perimetro della sezione
- L lunghezza del palo

Il secondo termine rappresenta la nota relazione di Coulomb per la determinazione della tenzione tangenziale

$$\tau_a = (C_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a)$$

Dove:

- C_a coesione palo-terreno
- σ_v è la pressione verticale del terreno alla generica profondità z
- K_s coefficiente di pressione laterale
- ϕ_a angolo di attrito palo-terreno

Capacità portante trasversale

La resistenza limite laterale di un palo è definita dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite un modulo di reazione orizzontale E_s (F/L^2) determinato in funzione della rigidezza elastica, K_h (F/L^3), delle caratteristiche meccaniche del terreno e delle proprietà geometriche del palo. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione del modulo di reazione orizzontale con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione è di tipo lineare (crescente con la profondità).

In generale l'espressione di E_s è considerata come segue:

$$E_s = n_h \cdot z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. Il numero di conci è funzione delle variazioni di stratigrafia e campi d'armatura. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u .

Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a 1,5D e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore 0 (in testa) e con uno sviluppo pari a $3\sigma_v K_p z$ lungo lo sviluppo del palo, essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$.

La risoluzione del sistema di equazioni, oltre alla definizione dei diagrammi di sollecitazione lungo il palo, porta alla definizione dei diagrammi di progetto degli spostamenti e delle pressioni orizzontali.

9. ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Come indicato dal D.M. 2018, al paragrafo 6.4.2.1, l'approccio con cui effettuare la verifica del complesso terreno – fondazioni è l'**APPROCCIO 2**, per la quale sono previste una combinazione di gruppi di coefficienti parziali, e nello specifico A1+M1+R3.

Nei confronti dello SLU, è stata verificata, come dice la norma secondo il **GEO**, che prevede il carico limite di collasso dell'insieme terreno – fondazione, e la stabilità globale, e del **STR** che prevede il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Altra verifica da fare, è quella secondo gli SLE, verificando che i cedimenti e le distorsioni siano compatibili con le caratteristiche del manufatto da realizzare.

Nei confronti dello SLU, è stata verificata, come dice la norma secondo il GEO, che prevede il carico limite di collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali, trasversali, e infine STR che prevede il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coef. Parziale γ_M	(M1)	(M2)
tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coes. Efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso per unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tab. 6.4.II. Coefficienti parziali γ_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	γ_b	1,00	1,45	1,15	1,00	1,70	1,35	1,00	1,60	1,30
laterale in compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15	1,00	1,45	1,15
totale (*)	γ_t	1,00	1,45	1,15	1,00	1,60	1,30	1,00	1,55	1,25
laterale in trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25	1,00	1,60	1,25

Le verifiche risultano essere soddisfatte, perché i coefficienti di sicurezza sono tutti superiori a uno:

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche sia trazione che a compressione è pari a 300 cm. In fase di progettazione esecutiva, la lunghezza di infissione delle colonne verticali, potrà essere ottimizzata.

10. ANALISI DEI CEDIMENTI

Nel nostro caso specifico, considerata la struttura in acciaio e l'esiguo peso, non sono stati valutati i cedimenti differenziali dei singoli montanti, considerato che la condizione di carico più gravosa risulta quella che li sollecita a trazione.

11. CONCLUSIONI

Per tutto quanto sopra illustrato si può concludere che i calcoli di verifica, svolti con riferimento ad ipotesi cautelative, hanno fornito risultati accettabili in tutte le condizioni esaminate. Affinché la disuguaglianza $E_d < R_d$ prevista dalla norma sia verificata, per quanto riguarda la verifica allo SLU e SLE di tipo geotecnica, è necessario che vengano infissi sul terreno, per almeno 3,00 m, dei profili in acciaio che secondo l'equivalenza presentano uno sviluppo perimetrale pari a un elemento tubolare del diametro di 28 cm, il cui contorno sviluppa 87,96 cm, ovvero altro profilo con sviluppo perimetrale di pari dimensione o superiore. Si precisa al riguardo che i montanti verticali in acciaio della nuova struttura da realizzare, sono costituiti da travi IPE 240 i quali, presentando uno sviluppo perimetrale di 92 cm, rispondono alle prestazioni richieste.