

Wood Solare Italia S.r.l.

**Impianto agro-fotovoltaico da 37.613,4 kWp
(33.860 kW in immissione) ed opere connesse**

Comune di Manfredonia (FG)

Progetto Definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico

Allegato 10 – Relazione geotecnica



Professionista incaricato: Ing. Daniele Cavallo – Ordine Ingegneri Prov. Brindisi n.1220

Rev. 0

Febbraio 2022

wood.

Indice

1	Introduzione	3
2	Inquadramento geografico	3
3	Contesto geologico di riferimento	5
4	Caratterizzazione meccanica dei terreni	6
5	Caratterizzazione sismica del sito	7
6	Verifiche geotecniche	8
6.1	STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers	8
6.1.1	Scelte progettuali sulla modalità di infissione	10
6.1.2	Verifiche geotecniche	11
6.1.3	Carico limite verticale	12
6.1.4	Carico limite orizzontale	13
6.1.5	Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti	14
6.1.6	Carico di uplift	16
6.2	STRUTTURA (2): Fondazioni cabine	18
6.2.1	Verifiche di capacità portante	19
6.3	STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi	22

Questo documento è di proprietà di Wood Solare Italia S.r.l. e il detentore certifica che il documento è stato ricevuto legalmente. Ogni utilizzo, riproduzione o divulgazione del documento deve essere oggetto di specifica autorizzazione da parte di Wood Solare Italia S.r.l.

1 Introduzione

Su incarico della Wood Solare Italia S.r.l., lo scrivente ingegnere Daniele Cavallo, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brindisi al n. 1220, ha redatto la presente relazione geotecnica relativa ad un progetto di costruzione di un Impianto agro-fotovoltaico da 37.613,4 kWp (33.860 kW in immissione) e delle relative opere di connessione, ubicato nel comune di Manfredonia (FG).

Il modello geologico del sito è stato elaborato dai dott. geol. Baldassarre Franco La Tessa, iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia n° 499; i contenuti di dettaglio sono consultabili nella "Relazione geologica" in Allegato 07 al progetto definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico.

2 Inquadramento geografico

L'area interessata dall'impianto agro-fotovoltaico è situata nella zona sud-orientale del comune di Manfredonia, nell'entroterra del territorio comunale, in località Amendola, a circa 13 km dalla costa.

La centrale di produzione si estende su una superficie complessiva di circa 51,2 ha, interamente nel comune di Manfredonia.

L'impianto di utenza è invece ubicato a sud dell'impianto agro-fotovoltaico e nelle vicinanze della Stazione Elettrica RTN 380/150 di Manfredonia.

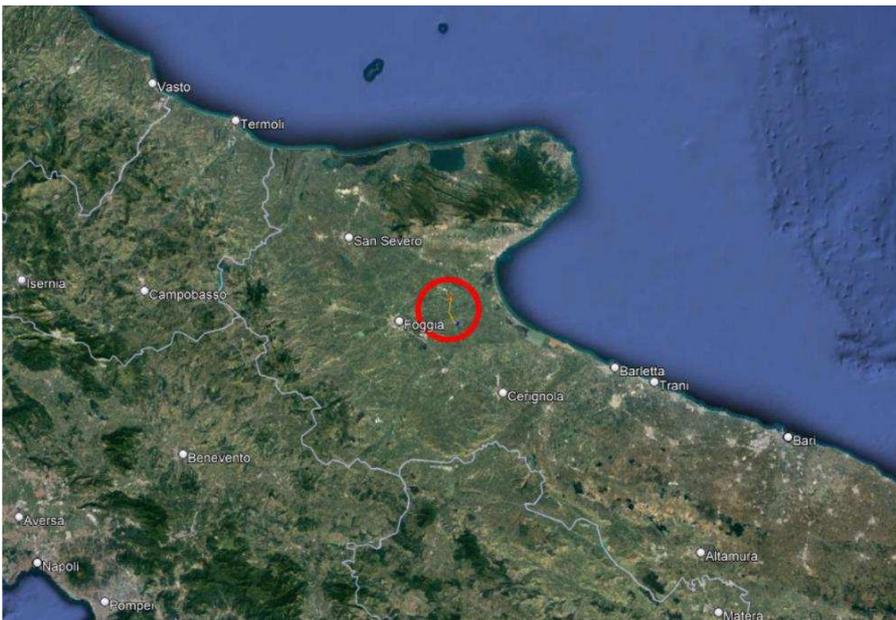


Figura 2-1: Ubicazione dell'impianto (fonte Google Earth)



Figura 2-2: Suddivisione dell'impianto agro-fotovoltaico in aree

3 Contesto geologico di riferimento

Le peculiarità geologiche dei terreni di sedime oggetto del presente studio sono di seguito riassunte:

Lo studio geologico eseguito nell'area di lavoro e le indagini geognostiche eseguite per lo specifico progetto (si veda Allegato 07 "Relazione geologica", Allegato 08 "Relazione idrologica" e Allegato 09 "Relazione idraulica") hanno fornito un quadro dettagliato e chiaro della situazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e litostratigrafia dell'area in esame.

In base ai dati rilevati è stato accertato che:

- Secondo la normativa vigente del Distretto idrografico dell'Appennino Meridionale sede della Puglia (PAI), e del PPTR della Regione Puglia, l'area dove verrà ubicato l'impianto agro-fotovoltaico non è sottoposta a nessun vincolo mentre parte del tracciato delle Dorsali MT è sottoposta a vincolo geomorfologico PG1 e a vincolo idraulico AP-MP-BP.
- Nell'area di ubicazione dell'impianto non sono stati riscontrati elementi di morfologia superficiale, inoltre non vi sono contatti tettonici o altre discontinuità superficiali. Il terreno non presenta tagli o altre deformazioni né è soggetto a rapide modificazioni morfologiche causate da intense azioni erosive. L'unico tipo di pericolosità presente in tale area è quello dovuto ai processi di dilavamento, provocati da piogge particolarmente intense. Il livello statico della falda si attesta a circa 30 m dal p.c con risalita piezometrica fino a circa 15 m dal p.c.. Non si esclude la presenza di falde freatiche superficiali nell'alternanza tra gli strati sabbioso arenacei e gli strati argillosi.
- L'area d'intervento, come tutto il territorio di Manfredonia è soggetta a Rischio Sismico Medio-Alto con sequenza sismostratigrafica avente valori delle V_{seq} compresi nel range di $300 \leq V_{seq} \leq 450$ circa a cui corrisponde un sottosuolo con categorie di fondazione fra il tipo C e B (D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica e s.m.i.. Circolare M. 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP.). Le prove sismiche (MASW) effettuate in situ si trovano in perfetto accordo con altre prove sismiche eseguite nelle vicinanze. Il valore più basso ottenuto dalle prove MASW è di circa: $V_{seq} = 371$ m/s. Pertanto il sito in esame rientra nella categoria di suolo di fondazione tipo B.
- E' bene evidenziare che dagli elaborati della prova sismica i terreni non presentano inversioni di velocità e sono caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità. Pertanto, dal punto di vista geotecnico, i terreni presentano delle caratteristiche geomeccaniche soddisfacenti.
- A livello stratigrafico, l'area è caratterizzata prevalentemente da depositi sabbiosi di colore giallo ocra, con crosta evaporitica superficiale e abbondante decalcificazione e con noduli calcarei dovuti alla precipitazione evaporitica. A diverse profondità si rinvenivano rare intercalazioni ghiaiose e livelli di arenaria in matrice sabbiosa poggianti in discordanza sulle argille marnose grigio-azzurre plio-pleistoceniche.
- Lo studio eseguito nell'area ha fornito un quadro dettagliato e chiaro della situazione geomorfologica, idrogeologica e geotecnica dell'area in esame e, pertanto, si può affermare quanto segue: l'area d'intervento non subirà, a lavori ultimati, modifiche di livellamento del terreno (morfologiche). Visti i risultati delle indagini eseguite si può affermare che l'intervento che si andrà realizzare non determinerà nessuna condizione di instabilità dell'area in esame ed anche delle aree limitrofe e non sussistono le condizioni per il verificarsi di dissesti; quindi l'area è da ritenersi stabile.

4 Caratterizzazione meccanica dei terreni

La caratterizzazione geomeccanica delle aree di sedime è stata effettuata per mezzo di una serie di indagini in situ, di seguito elencate:

- N.5 Prove penetrometriche dinamiche.
- N.6 stendimenti sismici per misure con tecnica MASW di onde superficiali (Reyleigh) indotte per la determinazione di profili delle V_{seq} ;
- N.3 stendimenti sismici a rifrazione
- N.4 trincee esplorative.

Sulla base dei dati emersi dalle indagini sismiche e penetrometriche, è stato possibile ricostruire un modello geotecnico dell'area.

Stratigrafia di riferimento – area impianto agro-fotovoltaico

1°strato	0,00 – 1,00	Terreno vegetale	--
2°strato	1,00 – 4,00	Sabbia giallo ocra con (crostone evaporitico superficiale)* e abbondante decalcificazione, con noduli calcarei dovuti alla precipitazione evaporitica.	$\gamma_n = 18,0$ kN/mc (peso dell'unità di volume naturale); $\gamma_{sat} = 19,00$ kN/mc (peso dell'unità di volume saturo); $\varphi = 28^\circ$ (angolo di attrito); $c = 0,08$ kg/cm ² (coesione efficace); $\nu = 0,33$ (coeff. di Poisson) $M = 80$ kg/cm ² (modulo elastico non drenato) $E = 99$ kg/cm ² (modulo edometrico) $K_{wz} = 2,00$ kg/cm ² (coefficiente di Winkler)
3°strato	4,00 - 40,00	Sabbia argillosa con livelli di ghiaia e arenaria	$\gamma_n = 18,5$ kN/mc (peso dell'unità di volume naturale); $\gamma_{sat} = 19,0$ kN/mc (peso dell'unità di volume saturo); $\varphi = 27^\circ$ (angolo di attrito); $c = 0,08$ kg/cm ² (coesione); $\nu = 0,360$ (coeff. di Poisson) $M = 100$ kg/cm ² (modulo elastico) $E = 135$ kg/cm ² (modulo edometrico) $K_w = 2,60$ kg/cm ² (coefficiente di Winkler)

Stratigrafia di riferimento – area Stazione Utente

1°strato	0,00 – 1,00	Terreno vegetale	--
2°strato	1,00 – 9,00	Sabbia argillosa con silt e argille giallastre	$\gamma_n = 18,0$ kN/mc (peso dell'unità di volume naturale); $\gamma_{sat} = 18,30$ kN/mc (peso dell'unità di volume saturo); $\varphi = 27^\circ$ (angolo di attrito); $c = 0,10$ kg/cm ² (coesione efficace); $\nu = 0,33$ (coeff. di Poisson) $M = 95$ kg/cm ² (modulo elastico non drenato) $E = 110$ kg/cm ² (modulo edometrico) $K_{wz} = 2,00$ kg/cm ² (coefficiente di Winkler)
3°strato	9,00 - 40,00	Sabbia argillosa con livelli di ghiaia e arenaria	Non presa in esame nelle verifiche, in quanto al di fuori del volume significativo

5 Caratterizzazione sismica del sito

Dal punto di vista Sismico, i territori del Comune di Manfredonia (FG) è classificati Zona Sismica di II^ Categoria e riclassificati secondo l'OPCM 3274/03 ZONA SISMICA N°2; tale Zona Sismica n°2 è caratterizzata da una pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti di forte intensità.

Calcolo dei principali parametri sismici

01. INSERIRE INDIRIZZO:	02. INSERIRE PARAMETRI:									
<input type="text" value="GP9Q+7V Manfredonia FG, Italia"/> <input type="button" value="CERCA"/>	<table border="0"> <tr> <td>VITA NOMINALE: <input type="text" value="50"/> (anni)</td> <td>CLASSE DI UTILIZZO: Classe II</td> </tr> <tr> <td>VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="50"/></td> <td>SPETTRO: SLV 10%</td> </tr> <tr> <td>PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="10"/> %</td> <td>PERIODO DI RITORNO: <input type="text" value="475"/> (anni)</td> </tr> <tr> <td>LATITUDINE: <input type="text" value="41.51815"/></td> <td>LONGITUDINE: <input type="text" value="15.73971"/></td> </tr> </table>	VITA NOMINALE: <input type="text" value="50"/> (anni)	CLASSE DI UTILIZZO: Classe II	VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="50"/>	SPETTRO: SLV 10%	PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="10"/> %	PERIODO DI RITORNO: <input type="text" value="475"/> (anni)	LATITUDINE: <input type="text" value="41.51815"/>	LONGITUDINE: <input type="text" value="15.73971"/>	
VITA NOMINALE: <input type="text" value="50"/> (anni)	CLASSE DI UTILIZZO: Classe II									
VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="50"/>	SPETTRO: SLV 10%									
PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: <input type="text" value="10"/> %	PERIODO DI RITORNO: <input type="text" value="475"/> (anni)									
LATITUDINE: <input type="text" value="41.51815"/>	LONGITUDINE: <input type="text" value="15.73971"/>									
	<table border="0"> <tr> <th colspan="3">RISULTATI:</th> </tr> <tr> <td>AG/G:</td> <td>F0:</td> <td>TC:</td> </tr> <tr> <td>0.1584</td> <td>2.54</td> <td>0.36</td> </tr> </table>	RISULTATI:			AG/G:	F0:	TC:	0.1584	2.54	0.36
RISULTATI:										
AG/G:	F0:	TC:								
0.1584	2.54	0.36								

Nelle aree di studio sono state effettuate n.6 prove sismiche di superficie (MASW) al fine di procedere alla caratterizzazione e classificazione sismica dei terreni in ottemperanza all'OPCM 3274/03 e s.m. e D.M. 17/01/2018; i risultati sismici ottenuti hanno permesso di ricavare il valore $V_{s30,eq}$ (velocità equivalente nei primi 30 metri di profondità);

$V_{s30,eq}$ (371m/s)

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 17 gennaio 2018, Circolare 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP.) viste le caratteristiche litologiche il sito in esame rientra nella **categoria di fondazione tipo B** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Le prove sismiche a rifrazione hanno consentito di individuare n.3 strati sismici principali;

- Il primo orizzonte sismico presenta uno spessore compreso tra 1m e 2,5m e una velocità delle onde di compressione (V_p) comprese tra 160 e 380m/s. Lo spessore maggiore si riscontra nella zona di monte e tende a ridursi procedendo verso il canale Farano. Questo sismostrato, considerando i bassi valori di velocità, è assimilabile alla coltre di alterazione con scadenti proprietà elasto-meccaniche ed è assimilabile al materiale eluvio colluviale.
- Il secondo strato sismico, dello spessore variabile tra 3 e 10 m circa, è caratterizzato da velocità delle onde di compressione (V_p) comprese tra circa 600 e 740m/s, tipiche di terreni mediamente addensati e consistenti con discrete caratteristiche meccaniche ed è assimilabile alla porzione di substrato limo sabbioso argilloso.
- Il terzo sismostrato si individua a una profondità compresa tra 10– 20m dal p.c. ed è caratterizzato da velocità media delle onde sismiche V_p 2.000m/s, tipiche di terreni ben addensati e consistenti con ottime caratteristiche geotecniche e geomeccaniche ed è riconducibile alle sabbie limo argillose giallastre (formazione delle sabbie del Subsistema dell'Amendola).

6 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche si riferiscono ai volumi di terreno sui quali insistono le strutture di progetto, queste ultime descritte nell'elaborato Allegato 10 - "Calcoli preliminari strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico" del Progetto Definitivo, e precisamente:

1. Struttura portante dei moduli fotovoltaici, ad inseguimento monoassiale – Tracker
2. Fondazioni delle cabine Power Station
3. Edificio per ricovero mezzi agricoli

6.1 STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers

Le strutture sono ubicate in modo sparso su tutte le aree di impianto; i pali sono infissi per battitura fino alla profondità (stimata) di 2,5mt.



Figura 6-1: Immagine esempio di una struttura portante dei moduli fotovoltaici

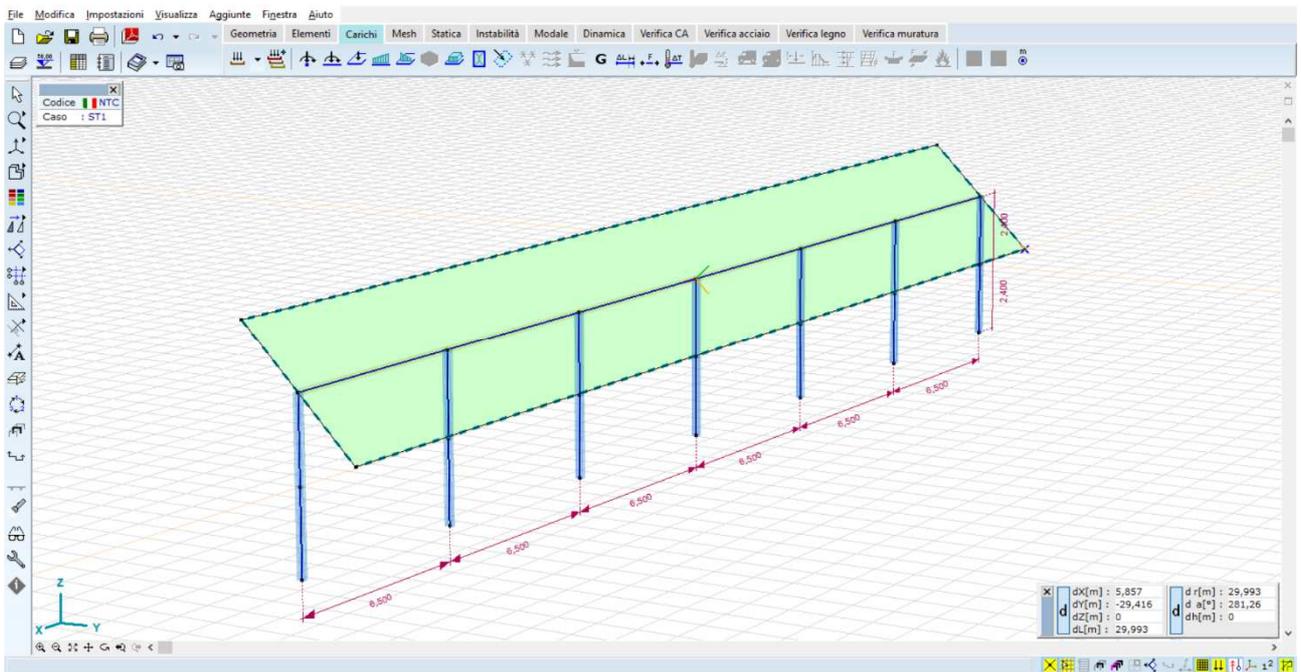


Figura 6-2: Modello di una struttura portante dei moduli fotovoltaici

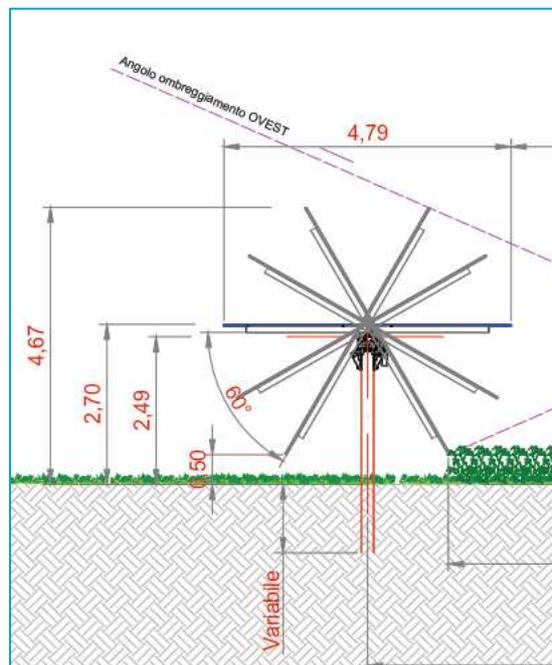


Figura 6-3: Sezione della struttura portante dei moduli fotovoltaici

6.1.1 Scelte progettuali sulla modalità di infissione

In virtù delle caratteristiche litologiche delle aree di sedime, si può ipotizzare con sufficiente confidenza che l'infissione dei pali venga effettuata per semplice battitura, fino alla profondità di circa 2,5-3 mt
La battitura consiste nell'infissione con apposita macchina battipalo dotata di maglio in testa.



Figura 6-4: Infissione per battitura

Tale scelta progettuale evita l'impiego di zavorre o di conglomerati cementizi all'interno del terreno; possiede, pertanto, requisiti di sostenibilità ambientale.

6.1.2 Verifiche geotecniche

Il montante verticale ipotizzato nelle verifiche delle strutture fotovoltaiche è del tipo IPE200; i carichi laterali ultimi sono quelli ricavati dal calcolo delle strutture di elevazione (per i quali si rimanda all'elaborato all'Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico" del Progetto Definitivo).

Il meccanismo di interazione terreno-struttura può essere descritto da un sistema di molle orizzontali con valore di rigidezza desunto dai parametri meccanici del terreno. Questo meccanismo può essere ritenuto rappresentativo sia per i pali infissi per battitura che per quelli infissi con pre-drilling.

Il substrato nel quale si prevede l'infissione per battitura, comune a tutte le aree, è modellato con due layers ai quali si attribuiscono differenti valori di rigidezza:

- $k_{orizz} = 1250 \text{ kN/m}$ per il primo metro, ove si trova terreno vegetale, di caratteristiche meccaniche più scadenti;
- $k_{orizz} = 2550 \text{ kN/m}$ per i restanti 1,5 metri, ove si trovano i depositi alluvionali limo-sabbiosi.

Di seguito verranno descritti alcuni metodi analitici che modellano l'interazione terreno – struttura, i meccanismi resistenti ai carichi orizzontali e verticali (questi ultimi nei riguardi dello sfilamento), e verrà illustrato anche un modello FEM.

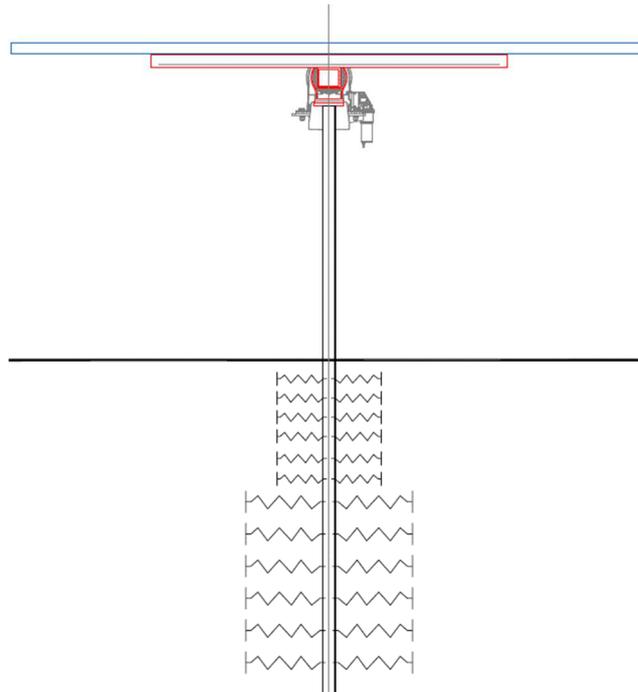


Figura 6-5: Caratterizzazione terreno struttura a molle orizzontali

6.1.3 Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso per battitura o pre-trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{per i pali infissi per battitura}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{per i pali pre-trivellati}$$

Ai fini del calcolo, il carico limite viene scomposto in due aliquote:

- Resistenza alla punta Q_p
- Resistenza laterale Q_l

A vantaggio di sicurezza si possono considerare trascurabili gli effetti della resistenza alla punta, in virtù della superficie della punta, che è trascurabile rispetto alla superficie laterale.

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata mediante la formula:

$$Q_l = (\alpha_c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

Dove:

- A_l = superficie laterale del palo
- f_w = fattore di restrizione della sezione, che per i pali fotovoltaici viene assunto pari a 1.
- C = valore medio della resistenza a taglio non drenata
- K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento; che

per i pali infissi per battitura vale:

$$k = 1 - \tan^2 \phi$$

è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Tipo di Palo	k	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1.0
Cls	1.0	2.0
Legno	1.0	3.0

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$k = 1 - \sin \phi$$

- δ è l'attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo; per i pali infissi per battitura vale:

$$\delta = \frac{3}{4} * \tan \phi$$

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$\delta = \tan \phi$$

- α è il coefficiente di adesione, ricavabile dalle formule di seguito riportate:

coefficiente α per palo infisso per battitura	
c= 2.5 – 5.0 t/mq	c= 2.5 – 5.0 t/mq
c= 5.0 – 10.0 t/mq	c= 5.0 – 10.0 t/mq
c= 10.0 – 15.0 t/mq	c= 10.0 – 15.0 t/mq
c= 15.0 – 20.0 t/mq	c= 15.0 – 20.0 t/mq
c>20 t/mq	c>20 t/mq

coefficiente α per palo pre-trivellato	
c<4.0 t/mq	0.9
c= 4.0 – 8.0 t/mq	0.6
c= 8.0 – 12.0 t/mq	0.5
c= 12.0 – 20.0 t/mq	0.4
c>20 t/mq	0.2

6.1.4 Carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9c_u * B$$

Dove:

- c_u è la resistenza a taglio non drenata
- B è il diametro del palo

Per i terreni non coesivi si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3k_p * \gamma * z * B$$

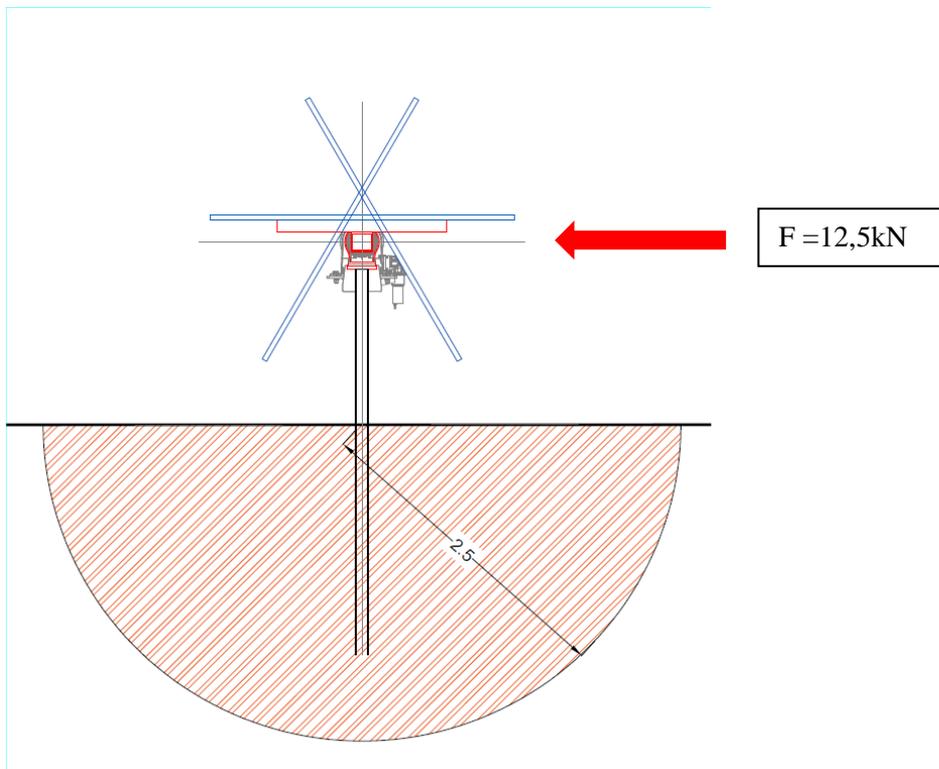
Dove:

- k_p è il coefficiente di spinta passiva
- γ è il peso per unità di volume del terreno
- z è la profondità
- B è il diametro del palo

Nell'ipotesi di vela in protezione, ossia quando i valori vento approssimano quelli base di riferimento – 25m/s –vela è inclinata a -50° ; in tale configurazione la azione di per carico laterale sul montante è pari a:

$$F_{\text{orizz}} = 12,50 \text{ kN}$$

Nei riguardi dell'azione di tiro laterale, si deve verificare che questa venga contrastata della resistenza passiva del volume di terreno mobilitabile nell'intorno del montante.



La verifica da condurre sulla superficie di potenziale rottura è data dall'equilibrio alla rotazione rispetto al polo O – coincidente con la quota del piano campagna.

In tal caso bisogna verificare che i valori di resistenza a taglio non drenata C_u sia idonea a contrastare lo scorrimento del volume di terreno.

6.1.5 Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, rappresenta, pertanto, il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Le analisi FEM svolte a riguardo dell'interazione palo-terreno, nelle ipotesi di maggiore sollecitazione laterale, registrano i massimi spostamenti orizzontali in testa palo pari a 130mm, mentre lo spostamento a livello del suolo è pari a 26mm.

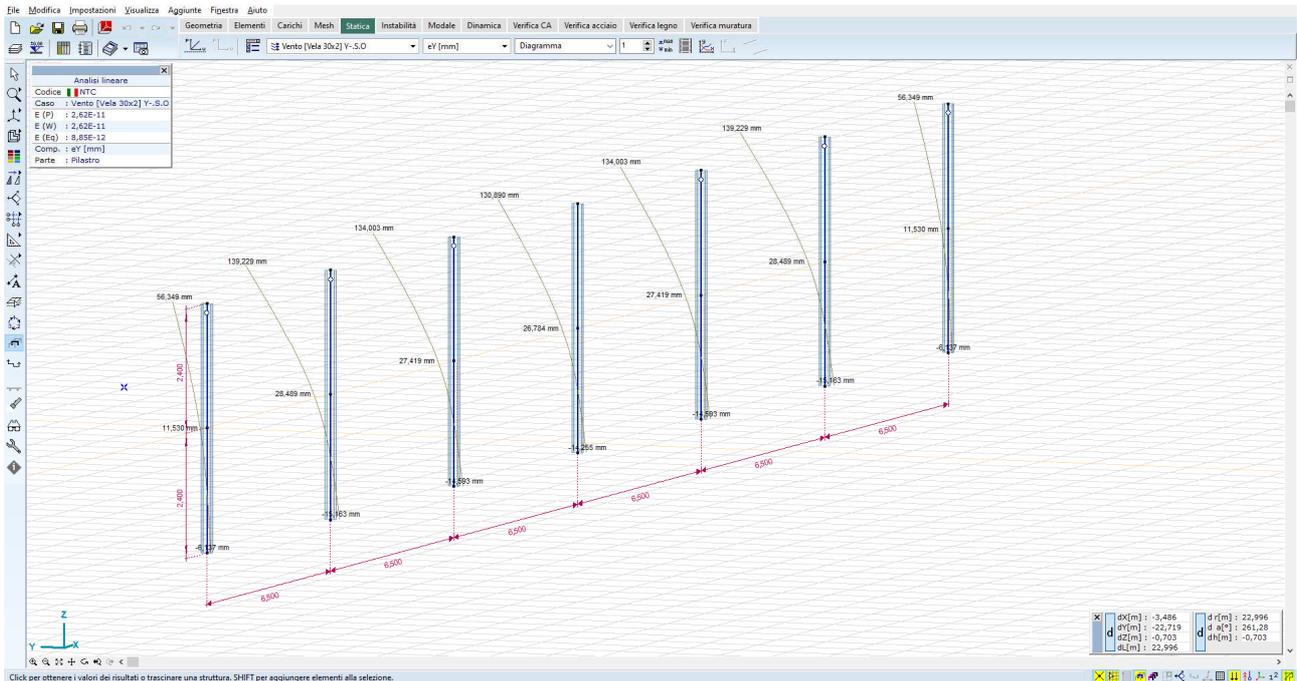


Figura 6-6: Linea elastica del palo, profondità di infissione 2,5mt

Spostamento massimo testa palo $\delta = 130\text{mm}$
 Spostamento massimo al piano campagna $\delta = 26\text{mm}$

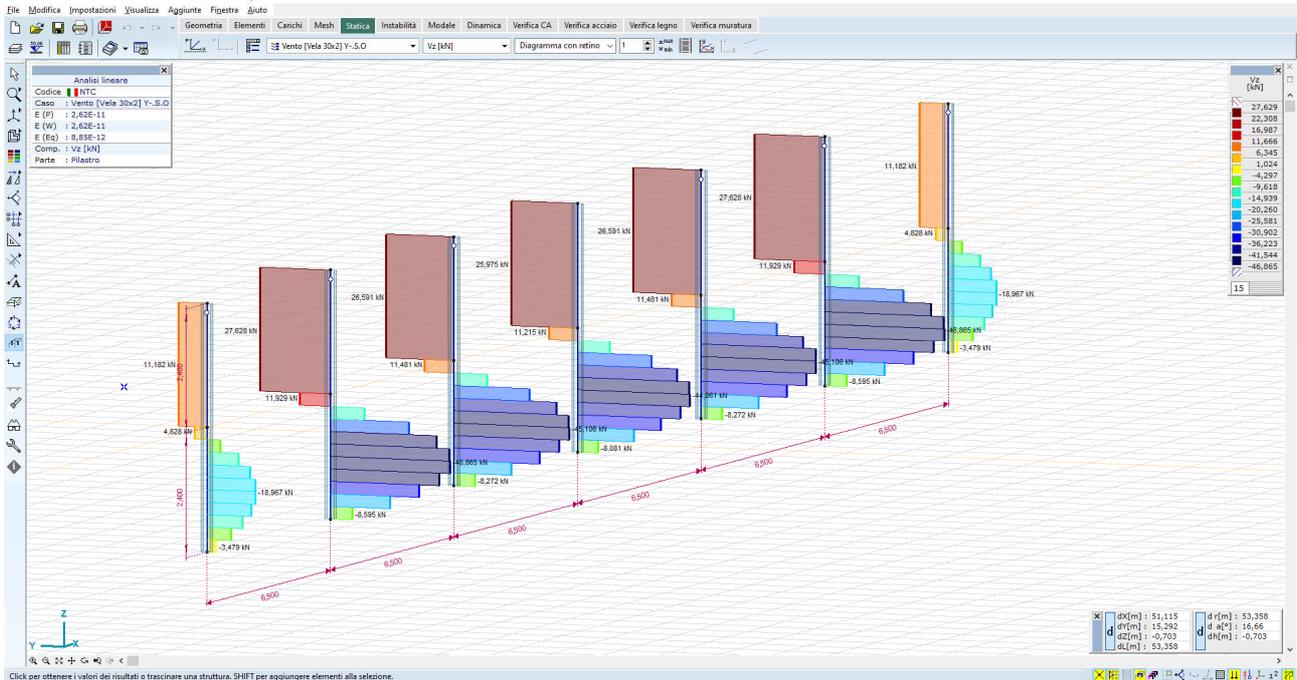


Figura 6-7: Diagramma delle reazioni vincolari laterali

I valori massimi delle reazioni vincolari laterali si attestano intorno ai $R_z = 36\text{kN/m}$

Il carico laterale indotto nel terreno vale: $\sigma = k \cdot \delta = 1250 \text{ [daN/m]}/26 \text{ mm} = 0,48 \text{ daN/cmq}$

che è un valore ritenuto ammissibile in questa fase progettuale, comparato con i valori di resistenza ricorrenti per questi tipi di sedime.

6.1.6 Carico di uplift

Di seguito, i valori delle sollecitazioni più gravose derivanti dal calcolo della struttura di elevazione. I valori di F_z si riferiscono alla forza di estrazione del sostegno (pull-out) dovuta alle azioni dei venti

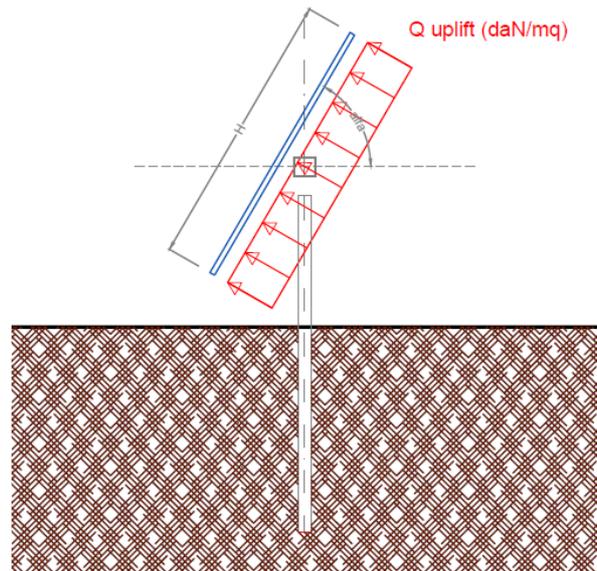


Figura 6-8: Rappresentazione qualitativa azione di uplift

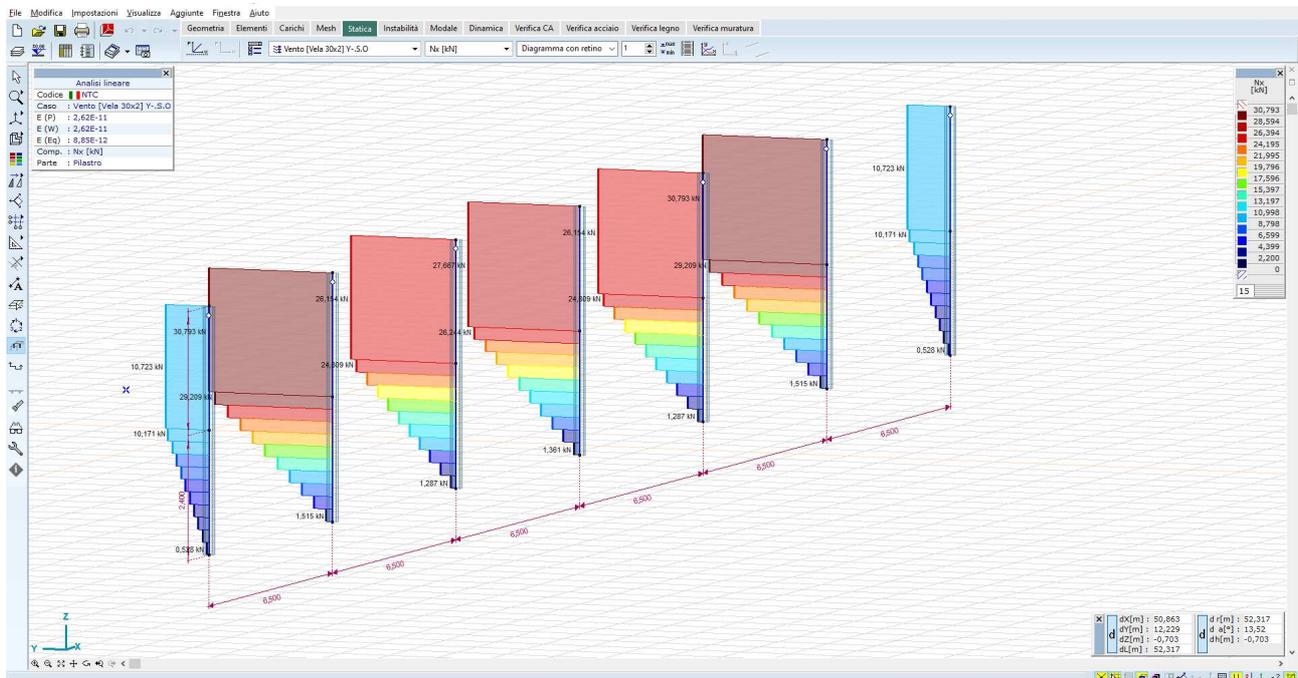


Figura 6-9: Diagramma delle reazioni vincolari verticali

La combinazione di carico più sfavorevole è quella che esercita un'azione di sollevamento sul singolo montante pari a $F_z = 28,40 \text{ kN}$

L'azione di sfilamento a trazione viene contrastata della resistenza laterale per attrito nell'intorno del montante. Rispetto alle dimensioni, il palo viene classificato di piccolo diametro ($d < 25 \text{ cm}$)

Rispetto alle tecnologie esecutive il palo viene classificato come infisso.

Nel caso di montante in profilato di acciaio, infisso nel terreno per battitura, la tensione laterale vale:

$$s = a + \mu \cdot \sigma_h$$

dove:

- a = adesione – termine di tipo coesivo, che in condizioni drenate viene assunto pari a 0
- μ = coeff attrito palo-terreno, che per pali infissi in acciaio è pari a $\mu = \text{tg}\Phi$ (cfr Viggiani, Fondazioni)
- σ_h = tensione orizzontale = $k \cdot \sigma_v$, con σ_v che corrisponde alla tensione litostatica verticale alla generica profondità z , mentre k , per pali infissi in banchi sabbiosi addensati vale 0,9 (cfr Viggiani, Fondazioni)

in prima approssimazione si può ricavare la relazione

$$s = 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \sigma_v$$

La resistenza laterale nasce dall'integrazione delle tensioni orizzontali tra la profondità 0 ed H

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \int (\gamma \cdot z) dz$$

ossia

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$$

funzione della sola variabile H.

La profondità di infissione viene pertanto determinata ponendo la condizione che

$$S/T > 1.5$$

dove T è l'azione di sfilamento precedentemente calcolata.

Dati di progetto

Insert "profondità di infissione"	H	2,50	m
Insert "diametro palo"	D	0,25	m
Insert "peso di volume"	γ	1500	daN/mc
Insert "coesione"	c'	0,0	daN/cm ²
Insert "angolo resistenza a taglio"	ϕ'	28	°

Verifiche di calcolo

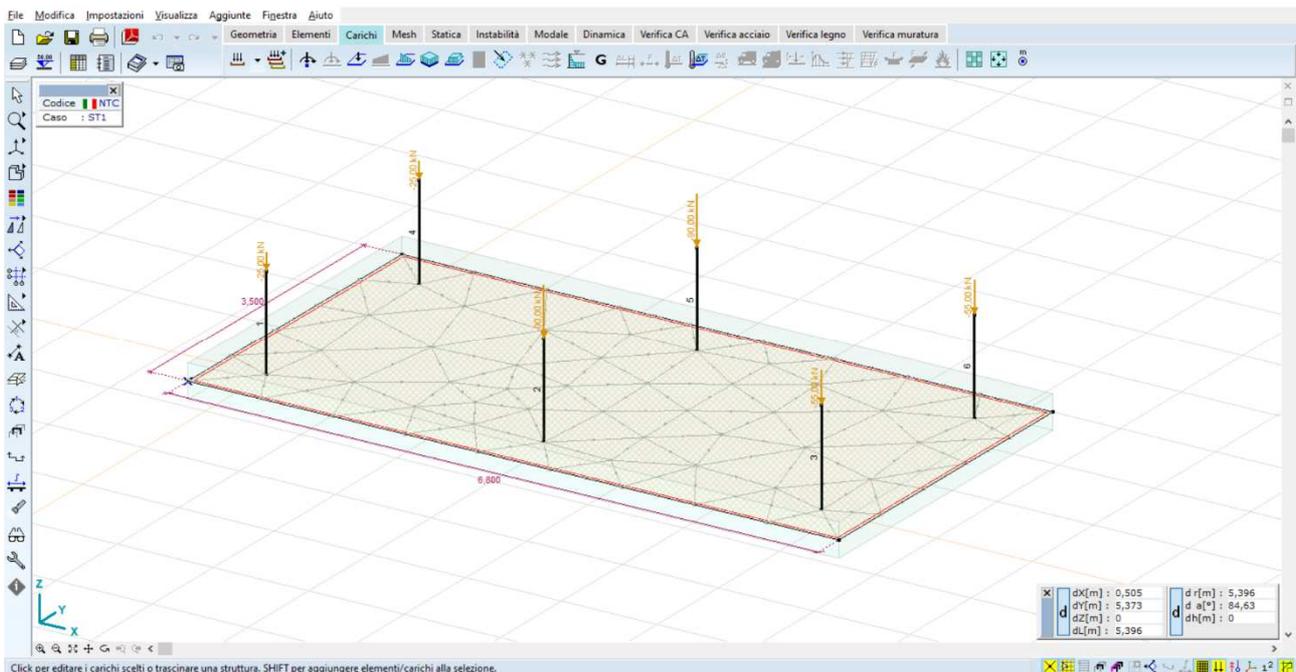
Azione massima sopportabile	Ft max	28,4	kN
Azione di esercizio	Ft es	38,2	kN
Fattore di sicurezza	Fs	1,34	OK

Si raccomanda ad ogni modo per questi tipi di strutture una attenta valutazione in fase esecutiva delle prestazioni attese confrontando le massime sollecitazioni di sfilamento teoriche con quelle determinate da prove di estrazione in situ (pull out tests).

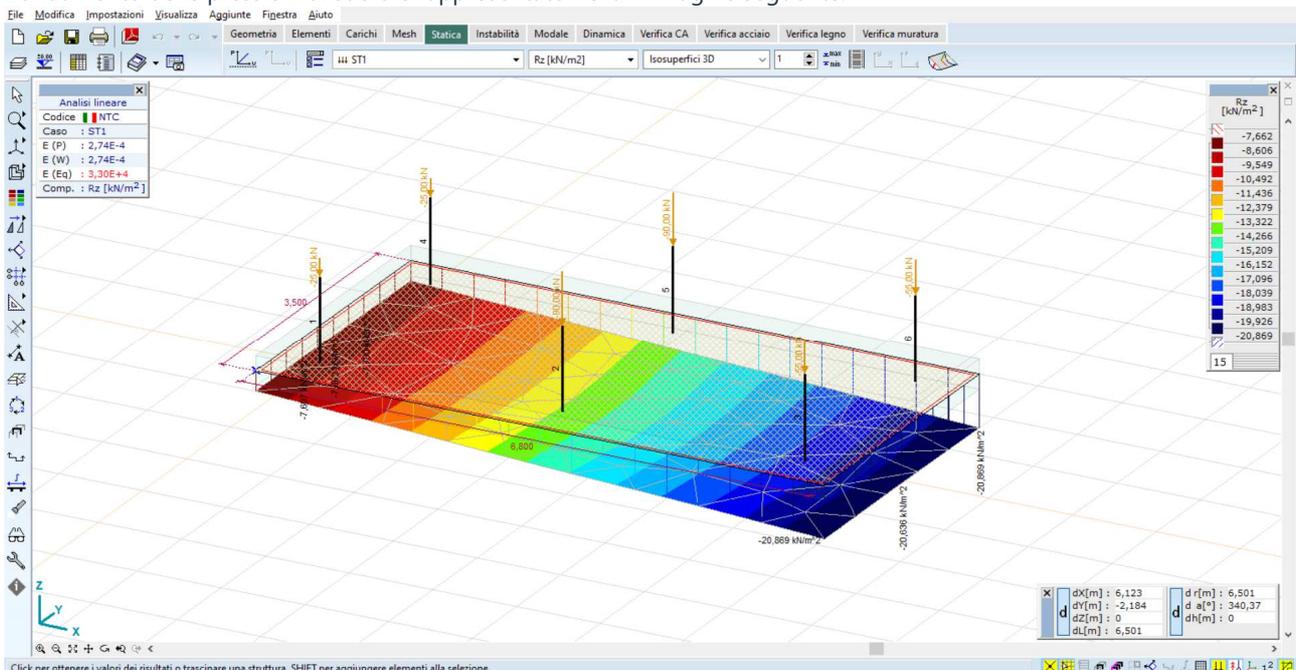
6.2 STRUTTURA (2): Fondazioni cabine

Le cabine sono ubicate in modo sparso nelle aree 1 e 2 di impianto. I carichi derivanti dall'elevazione sono stati calcolati con solutore a elementi finiti, e sintetizzati all'interno della relazione Allegato 11 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico".

Per quel che riguarda le fondazioni delle cabine, il modello generato dall'analisi è una platea su suolo elastico:



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



I valori massimi attesi delle pressioni al suolo raggiungono i 20,0 kN/mq (2,0 t/mq)

Le fondazioni delle cabine generano sul piano di posa valori di tensioni al suolo massimi attesi dell'ordine dei 20,0 kN/mq (2,0 t/mq).

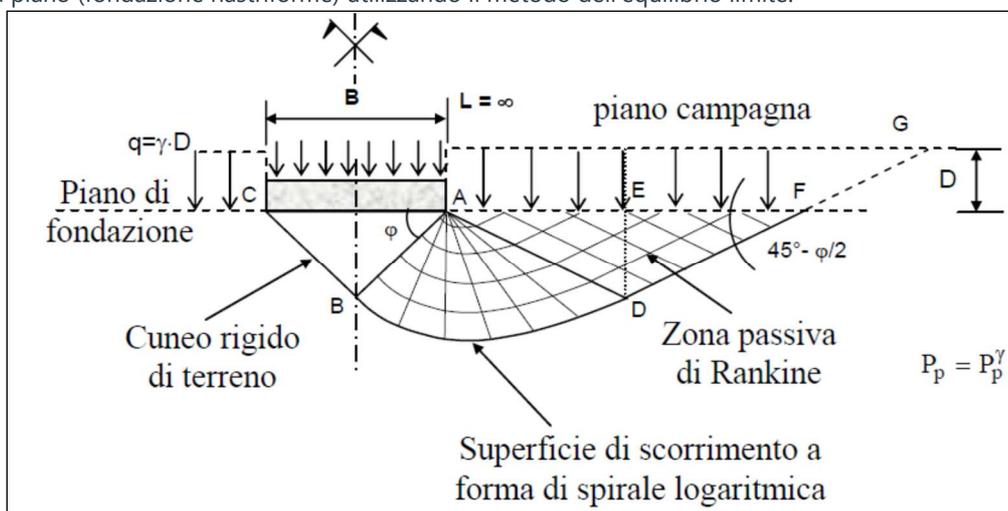
Dal punto di vista architettonico, le cabine sono attestate ad una quota prossima al piano campagna (dunque a quota +0,00).

Dal punto di vista geotecnico, invece, le fondazioni devono essere attestate a quota -1,50 rispetto al p.c., profondità alla quale si prevede possano essere rinvenute le giacenze geotecnicamente significative.

La scelta progettuale da adottarsi in questa fase preliminare, dunque, consiste nel raggiungere un piano litologico di posa attestato a -1,50 rispetto al p.c. previa bonifica del volume di terreno con massicciata ciclopica o equivalente.

6.2.1 Verifiche di capacità portante

Ai fini della verifica della capacità portante del terreno, si considera il modello di rottura generale di Terzaghi, che ipotizza un problema piano (fondazione nastriforme) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.



Il terreno è schematizzato come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

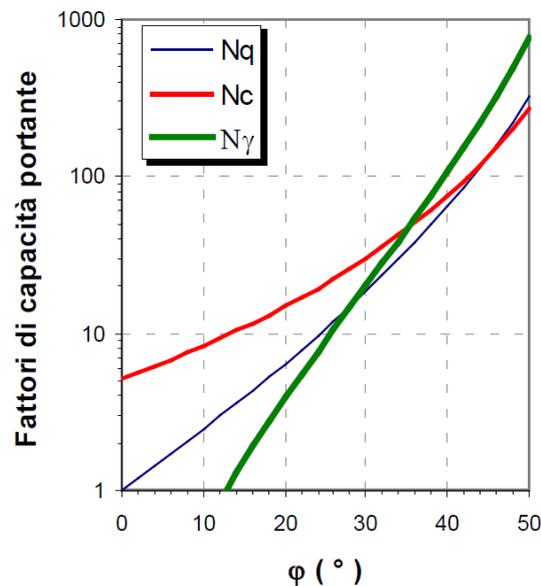
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

$$q_{lim} = [q N_q] + [c N_c] + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma]$$

in cui:

- q : è la tensione verticale geostatica, valutata in corrispondenza del piano di posa della fondazione, alla quale possono aggiungersi carichi esterni se esistenti;
- c è la coesione del volume di terreno al di sotto della fondazione.
- $1/2 \cdot \gamma B'$ rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a $B/2$ dal piano di posa (γ e B sono rispettivamente il peso dell'unità di volume la larghezza della fondazione)

I termini N_q , N_c , N_γ sono i coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo di attrito del terreno:



Nel caso specifico di fondazione a pianta rettangolare, si introducono opportuni coefficienti di forma (S_q , S_c , S_γ) che modificano la formula come di seguito:

$$q_{lim} = [q N_q] s_q + [c N_c] s_c + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma] s_\gamma$$

i coefficienti di cui sopra modificano i risultati numerici rispetto al modello generico che invece si applica alla striscia indefinita:

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

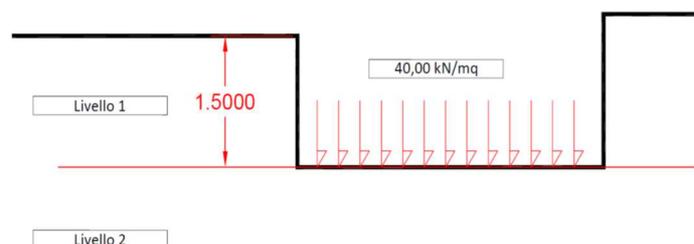
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

A vantaggio di sicurezza verrà studiato il problema del volume di terreno posto a -1,5mt rispetto a p.c. con un carico applicato di 40 kN/mq (4,0 t/mq).

I parametri geomeccanici sono invece quelli più sfavorevoli per le quattro aree interessate, ossia:

Livello 1 da 0,00 a -1,50 mt
 Peso di volume 1400 daN/mc
 Coesione 0,00 daN/cm²
 Angolo di resistenza a taglio 25°
 Modulo elastico 84 daN/cm²

Livello 2 da 1,50 a -4,50 mt
 Peso di volume 1300 daN/mc
 Coesione 0,00 daN/cm²
 Angolo di resistenza a taglio 28°
 Modulo elastico 45 daN/cm²



I principali risultati delle verifiche a carico limite sono riassunti nel prospetto seguente:

Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	4,0	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,5	m
Insert "profondità falda"	d	2,5	m
Insert "peso di volume"	γ_1	1500	daN/mc
Insert "peso di volume"	γ_2	1300	daN/mc
Insert "coesione"	c'	0,0	daN/cm ²
Insert "angolo resistenza a taglio"	ϕ'	28	°

Fattori di capacità portante

N_γ	12
N_q	10
N_c	24

Fattori di forma

S_γ	1,2
S_q	2,4
S_c	1,4

Risultati

Carico limite	Q_{lim}	4,73	daN/cm ²
Carico ammissibile	Q_{adm}	1,58	daN/cm ²

Esito verifiche

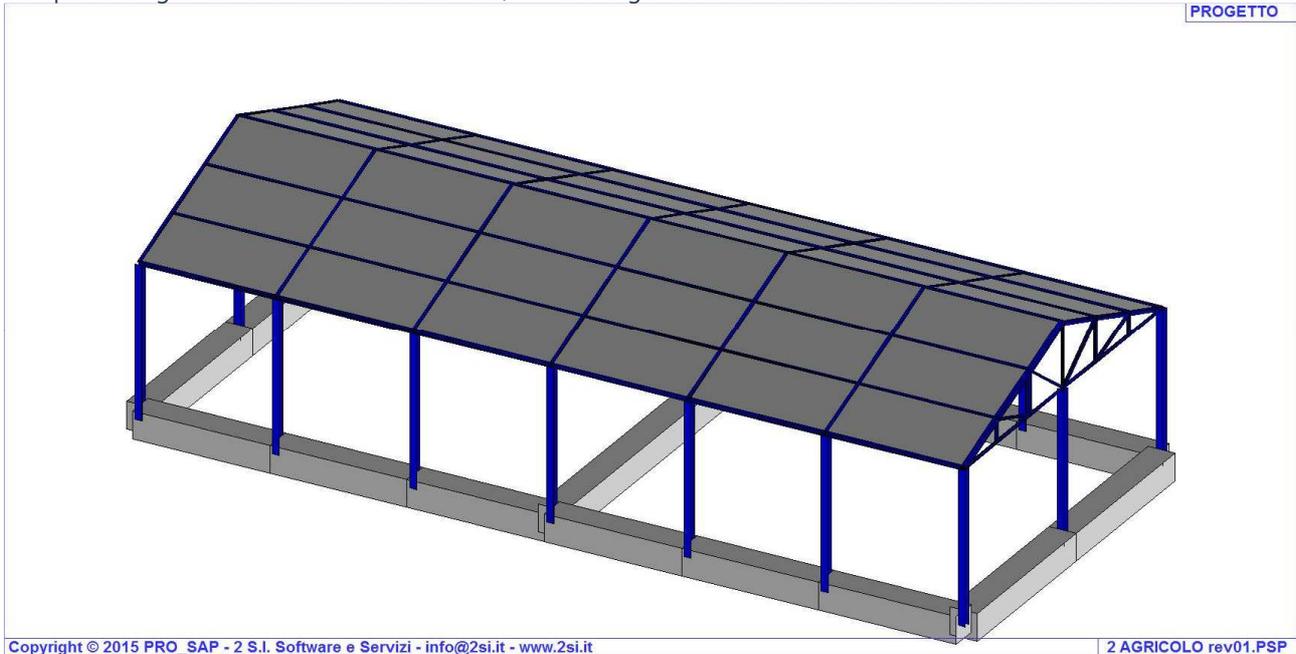
Carico esercizio	Q_{es}	40,0	kN/m ²
Carico ammissibile	Q_{adm}	158,0	kN/m ²
Fattore di sicurezza	F_s	3,95	OK

Le opere si intendono pertanto realizzabili con ampi margini di sicurezza.

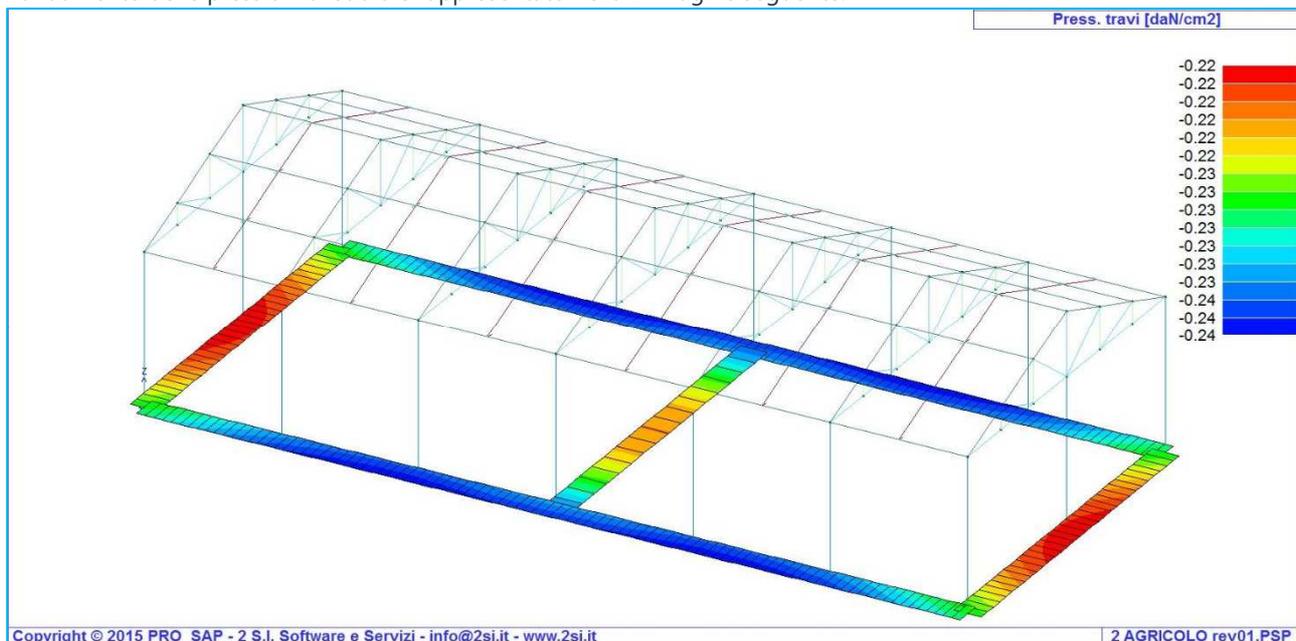
6.3 STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi

La struttura è ubicata nell'area 2. I carichi derivanti dall'elevazione sono stati calcolati con solutore a elementi finiti, e sintetizzati all'interno della relazione Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico".

Per quel che riguarda le fondazioni dell'edificio, il modello generato dall'analisi è relativo ad una trave su suolo elastico:



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



I valori massimi attesi delle pressioni al suolo raggiungono i 24,0 kN/mq (2,4 t/mq); stanti le medesime condizioni al contorno delle strutture fondazioni cabine, anche questo tipo di opere si intende realizzabile con ampi margini di sicurezza.