



REGIONE
BASILICATA



COMUNE DI
BERNALDA



PROVINCIA DI
MATERA

PROGETTO DEFINITIVO

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

Titolo elaborato

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

Codice elaborato

F0538BR07A

Scala

-

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

Progettazione



F4 ingegneria srl

Via Di Giura - Centro direzionale, 85100 Potenza
Tel: +39 0971 1944797 - Fax: +39 0971 55452
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico
(ing. Mauro MARELLA)



Gruppo di lavoro

Ing. Giorgio ZUCCARO
Ing. Mauro MARELLA
Dott. for. Luigi ZUCCARO
Ing. Cristina GUGLIELMI
Ing. Manuela NARDOZZA
Ing. Giuseppina D'AGROSA GRIECO
Dr. agr. Maria Rosaria MONTANARELLA
Vito PIERRI



Società certificata secondo le norme UNI-EN ISO 9001:2015 e UNI-EN ISO 14001:2015 per l'erogazione di servizi di ingegneria nei settori: civile, idraulica, acustica, energia, ambiente (settore IAF: 34).

Consulenze specialistiche

Committente

APOLLO Solar 1 srl

Viale della Stazione 7, 39100 Bolzano (BZ)

Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
Aprile 2023	Prima emissione	GDG	GZU	MMA

Relazione di calcolo preliminare strutture

Sommario

1	Premessa	4
2	Normativa di riferimento	8
3	Materiali impiegati e resistenze di calcolo	9
4	Terreno di fondazione	10
5	Analisi dei carichi	12
5.1	Neve	12
5.2	Vento	13
6	Azioni sulla struttura di fondazione	14
7	Verifiche geotecniche	16
7.1	Calcolo del carico limite verticale di fondazione	16
7.2	Calcolo del carico limite orizzontale di fondazione	20
7.3	Modello di calcolo	23
7.4	Verifica a sfilamento dei pali	27

1 Premessa

La presente relazione tecnica è redatta a corredo del progetto definitivo relativo alla realizzazione di un impianto di energia rinnovabile da fonte solare, a carattere agrivoltaico, nel comune di Bernalda (MT). La Soluzione Minima Tecnica Generale (STMG) prevede il collegamento in antenna a 36 kV su una futura Stazione Elettrica (SE) della RTN a 150/36 kV nel comune di Montescaglioso (MT), come definito nel preventivo di connessione con codice pratica 202202508. La potenza nominale dell'impianto è pari a 14.1 MW (lato AC).

Si precisa, inoltre, che l'impianto in oggetto si caratterizza come impianto agrivoltaico, ovvero un impianto che permette di preservare l'attività di coltivazione agricola o pastorale, garantendo una buona produzione energetica. La progettazione è perseguita tenendo conto delle recenti linee guida in materia di impianti agrivoltaici del Ministero della Transizione Ecologica (Mite - attuale Mase) del giugno 2022.

Al fine di ottimizzare la produzione di energia, l'impianto fotovoltaico in progetto sarà composto da un modulo tipo Canadian Solar BiHiKu 7 o similare. In allegato alla "Relazione tecnica dell'impianto fotovoltaico" è presente la scheda tecnica di dettaglio del modulo, mentre nel seguito si riportano le caratteristiche principali:

- **Produttore: Canadian Solar;**
- **Modello: CS7N-670MB-AG;**
- **Potenza di picco: 670 Wp;**
- **Tensione a circuito aperto (Voc a STC): 45.8 V;**
- **Corrente di corto circuito (Isc a STC): 18.55 A;**
- **Dimensioni: 2384x1303x33 mm**
- **Peso: 37.8 kg.**

L'impianto verrà installato a terra su tracker monoassiali con asse di rotazione nord-sud, infissi nel terreno con altezza massima da terra pari a 3.64 m.

I moduli fotovoltaici, saranno installati in fila singola in verticale (1 modulo portrait), su appositi profili metallici montati sulle strutture metalliche dei tracker infisse nel terreno, per una **profondità di circa 3.50 m**, senza bisogno di fondazioni in calcestruzzo. I moduli saranno organizzati in stringhe ciascuna da 30 moduli.

Le strutture metalliche di supporto ai pannelli fotovoltaici, denominate "tracker", saranno posizionate con asse nord-sud dato che sono in grado di variare l'angolazione e orientare i pannelli in modo da "inseguire" la fonte solare durante il suo moto apparente sulla volta celeste. In allegato alla "Relazione tecnica dell'impianto fotovoltaico" è presente la scheda tecnica di dettaglio della struttura, mentre nel seguito si riportano le caratteristiche principali:

- **Produttore: CONVERT;**
- **Modello: TRJ HT 30;**
- **range di rotazione: 90° (da -45° a +45°);**
l'angolo di rotazione viene limitato a 40° al fine di garantire uno spazio maggiore alle coltivazioni al di sotto del tracker.
- **massima inclinazione ammissibile: N-S 7°;**

Tali strutture saranno realizzate con acciaio zincato a caldo al fine di incrementare la protezione delle strutture dalla corrosione secondo la norma ISO 1461 (batch bath) o secondo la norma ISO 3575 (continuous bath). I bracci di supporto saranno realizzati con acciaio zincati a caldo secondo la norma ISO 1461 ovvero in Magnelis, un rivestimento in Zinco-Alluminio-Magnesio applicato sempre tramite bagno a caldo.

Caratteristiche principali tracker

- *Tipo di inseguitore:* Tracker orizzontale, monoassiale con asse di rotazione N-S e inseguimento E-O.
- *Sistema di inseguimento:* Controllo dell'inseguimento basato su orologio astronomico, auto riconfigurante ad ogni riaccensione.
- *Deviazione massima:* $\pm 2^\circ$.
- *Configurazione:* 1 x V (verticale o "portrait").
- *Intervallo di Inclinazione:* $\pm 45^\circ$ (limitato a $\pm 40^\circ$).
- *Movimentazione:* Attuatore lineare autolubrificante.
- *Bilanciamento:* Struttura completamente bilanciata (asse di rotazione allineato con il baricentro della parte in movimentazione).
- *Backtracking:* Indipendente, sia meccanicamente che elettricamente, per ogni fila e completamente regolabile in base al montaggio ed alle pendenze su lato Est e lato Ovest.
- *Alimentazione motori:* Alimentazione standard AC 148V, 50/60 Hz.
- *Monitoraggio:* Comunicazione Wireless o wired in tempo reale tramite protocollo ModBus/TCP.
- *Materiale:* Acciaio strutturale con caratteristiche in accordo ai calcoli strutturali secondo norme vigenti.
- *Protezione superficiale:* Tutti gli elementi dovranno essere in acciaio zincati a caldo secondo ISO1461:2009. Dovranno essere considerati ambienti aggressivi industriali per una durata minima di 25 anni.
- *Messa a terra elettrica:* Struttura metallica in continuità elettrica, con messa a terra tramite pali di fondazione.
- *Altezza palo sostegno fuoriterra:* altezza fuoriterra del palo di sostegno variabile da un minimo di 2m a un massimo di 3m.
- *Altezza minima:* altezza minima dei moduli dal terreno alla massima inclinazione di 40° pari a 2100 mm.
- *Altezza massima:* altezza massima dei moduli dal terreno alla massima inclinazione pari a 3640 mm (per tracker a 40°).
- *Tolleranze di installazione:* Altezza: ± 20 mm; Nord/Sud: ± 20 mm; Est Ovest: ± 20 mm; Inclinazione: $\pm 2^\circ$; Torsione: $\pm 5^\circ$; Inclinazione del terreno N/S: $\pm 4^\circ$ in direzione N/S (estendibile); Inclinazione del terreno E/O: Nessuna limitazione

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

Tabella 1: Caratteristiche Sistema a inseguimento solare

Caratteristiche Sistema a inseguimento solare	
Configurazione moduli	verticale
Tipologia Tracker	Singolo Asse orizzontale indipendente
File di tracker	Indipendenti
Algoritmo di backtracking	si
Errore tracking	$\pm 2^\circ$
Posizione protezione vento	0°
Posizione notturna	0°
Sistema motore	attuatore lineare
Motore	Produzione Europea
Alimentazione motore	alimentazione cablata in daisy chain AC, 148 V, 50/60 Hz
Possibilità di controllo manuale (manutenzione)	si
Alimentazione distribuita Input	400V 3phase 50/60 Hz.
Alimentazione Centralizzata	fino a 800V 3phase 50/60Hz
Comunicazione	RS485 - Ethernet - (fibra opzionale) - 5GHz wi-fi wireless
Interfaccia di comunicazione	Web HMI
Minima altezza da terra con inclinazione massima	0,4 m
Sensori forniti per sicurezza vento	anemometro per direzione e velocità vento
Temperature di esercizio	$-20^\circ\text{C} / 50^\circ\text{C}$
Tolleranze di installazione fondazioni	altezza ± 20 mm. Nord/Sud ± 20 mm. Est / Ovest ± 20 mm. Inclinazione 2° Foundation Installation – Twist 5° .
fissaggio moduli	rivetti / viti-bulloni
Fondazioni	infissione diretta o pre-foro con compattazione
Installation/Foundation	European Production
Protezione Protections electrical box	minimo IP55

L'inseguitore è costituito da travi scatolate a sezione quadrata, sorrette da pali con profilo a Z ed incernierate nella parte centrale dell'inseguitore al gruppo di riduzione/motore; ancorati alle travi sono i supporti dei moduli, con profilo omega e zeta. I moduli vengono fissati con bulloni e almeno uno di essi è dotato di un dado antifurto.

Al variare della taglia dell'inseguitore, varia il numero di pali di fondazione. Ogni inseguitore è sempre dotato di un palo centrale di tipo HEA 160 ed un numero variabile di pali Z. Il particolare profilo dei pali Z consente una efficace penetrazione in differenti tipologie di terreni ed un'ottima tenuta alle sollecitazioni dovute alla movimentazione della struttura e carichi da vento.

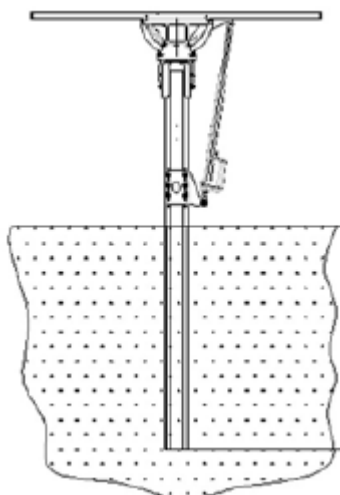


Figura 1: Palo del tracker interrato nel suolo

Le fondazioni sono costituite, dunque, da pali in acciaio HEA 160 infissi. L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo componente la struttura del "tracker". Ciascun "tracker" monofila è in grado di muoversi in maniera indipendente rispetto agli altri, in quanto ognuno è movimentato del proprio sistema di motorizzazione.

Le strutture di supporto sono state dimensionate in maniera tale da non consentire un elevato impatto visivo. Le opere in oggetto sono assoggettabili alle disposizioni del d.p.r. 380/2001 art. 94-bis "interventi rilevanti nei riguardi della pubblica incolumità" in quanto esse rientrano in classe IV (§ 2.4.2 NTC 2018) ed in particolare al punto R.3.A.4 - Infrastrutture let. b) "impianti rilevanti di produzione di energia elettrica con potenza superiore a 1MW (Impianti Fotovoltaici, Eolici Idroelettrici, geotermici ecc.) e relative strutture connesse con il funzionamento", della l.r. 38/1997 – Documento di attuazione del 23.06.2022 pertanto, **sono soggette al deposito presso gli uffici dell'ex Genio Civile.**

2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura di fondazione sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- **Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"** - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Caratteristiche acciaio																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}	
															NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
S275 - (S275)																
001	78.500	0,00001 2	210.0 00	80.76 9	P	275,0 0	430	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						255,0 0	410	242,86								

LEGENDA:

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

4 Terreno di fondazione

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzate all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

I parametri fisico meccanici dei terreni interessati dalle strutture in progetto sono stati ottenuti dalle indagini dirette ed indirette eseguite nell'area, in particolare, l'indagine geognostica completa è consistita in rilievi geologici e geomorfologici di superficie, in indagini geognostiche in sito eseguite e consultate e nella verifica della pericolosità geologica, geomorfologica ed idrogeologica dell'area. (cfr. Relazione geologica).

Il parco fotovoltaico in progetto sarà realizzato in un'area disposta completamente sui terreni sabbioso ghiaiosi e conglomeratici dei Depositi Marini Terrazzati di III e IV Ordine del litorale ionico. Esso è ubicato in area pianeggiante che varia dai 190 m ai 200 m sul livello medio marino senza soluzione di continuità disposta nei pressi del versante di sinistra idrografica del Fiume Basento. I terreni presenti in questa piana sono terreni con discrete caratteristiche geotecniche, privi di instabilità sia profonda che superficiale o areale. In generale sono terreni sabbiosi, ghiaiosi e conglomeratici, in cui grazie alla permeabilità primaria per porosità vi è circolazione di acqua in profondità e si riscontra la presenza di acqua di falda a circa 20.0 m di profondità, la quale varia in relazione alla stagionalità della zona che può arrivare a circa 16 m nella stagione piovosa.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa dei parametri geotecnici e uno schema geotecnico di riferimento dei terreni di fondazione.

Tabella 2: Parametri geotecnici di riferimento (cfr. Relazione geologica)

Terreno vegetale areato		
Peso di volume naturale (γ)	1.80	gr/cm ³
Coesione (c')	0.00	kg/cm ²
Angolo di attrito interno (ϕ)	17.0	°
Depositi Marini Terrazzati composti da sabbie grossolane, ghiaie e conglomerati		
Peso di volume naturale (γ)	1.95	gr/cm ³
Coesione (c')	0.00	kg/cm ²
Angolo di attrito interno (ϕ)	31.0	°
Terreni Sabbioso limosi appartenenti alle Sabbie di Monte Marano		
Peso di volume naturale (γ)	1.99	gr/cm ³
Coesione (c')	0.10	kg/cm ²
Angolo di attrito interno (ϕ)	27.5	°

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

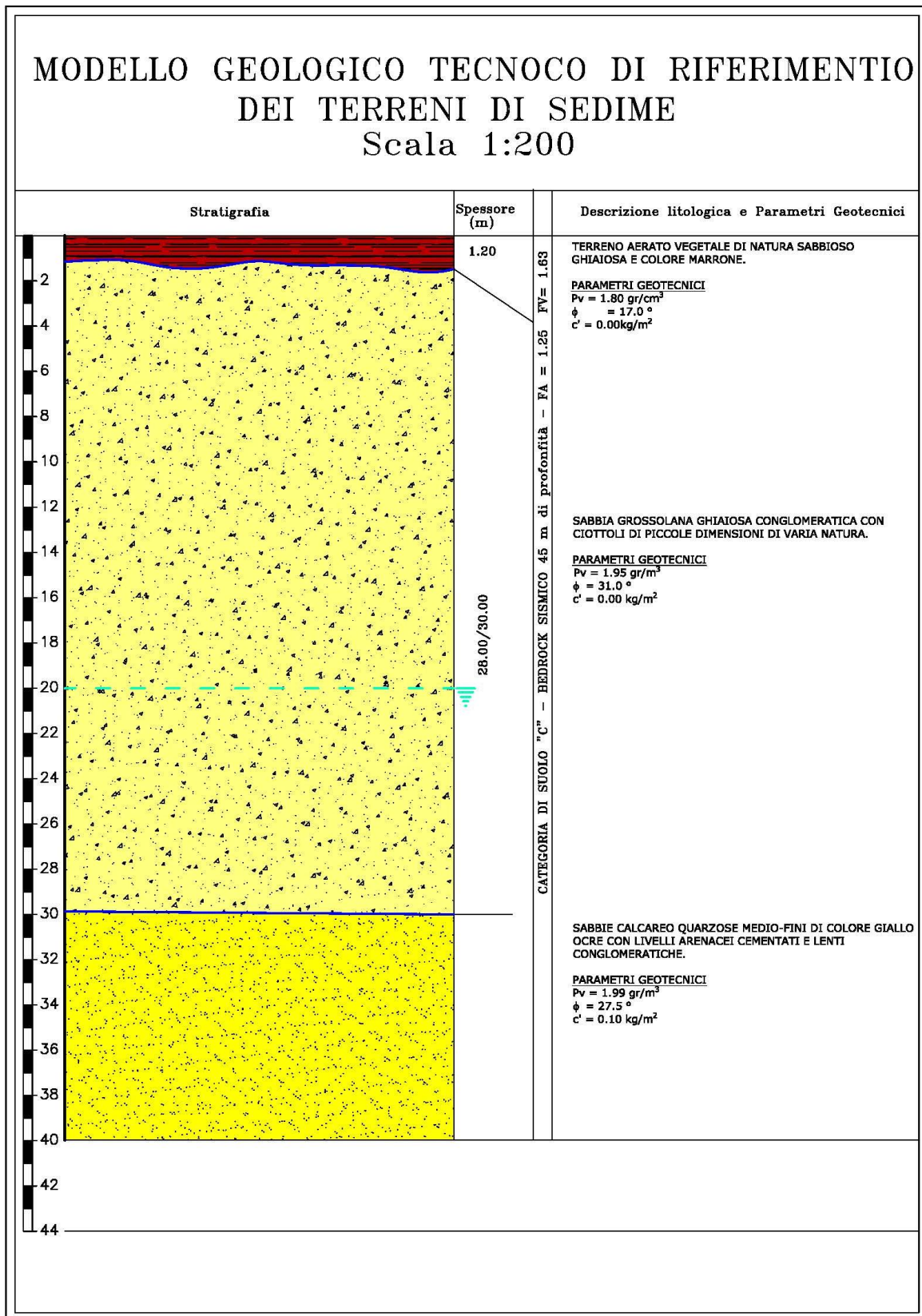


Figura 2: Caratteristiche meccaniche del terreno (cfr. Relazione geologica)

5 Analisi dei carichi

Le forze agenti sulla fondazione in esame sono di seguito descritte:

Tabella 3: Analisi dei carichi agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P_{HEA 160}	Peso Proprio HEA 160	0.87	kN
P.P_{pan.}	Peso Proprio PANNELLO	0.38	kN
P._{neve}	Neve	0.48	kN/m ²
P._{vento}	Vento	0.66	kN/m ²

Le azioni della neve e del vento sono di seguito dettagliate. Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano inferiori a quelle dovute al vento; per questo motivo l'azione sismica può essere trascurata.

5.1 Neve

In accordo con le NTC2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 198 m, classe di topografia normale (coefficiente di esposizione pari a 1), coefficiente topografico pari a 1 ed inclinazione della falda che varia da 0° a 40°. Si ottiene un valore del **carico neve pari a 0.48 kN/m²** quando si considera la condizione più gravosa, ovvero quando l'inclinazione della falda è pari a 0°.

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

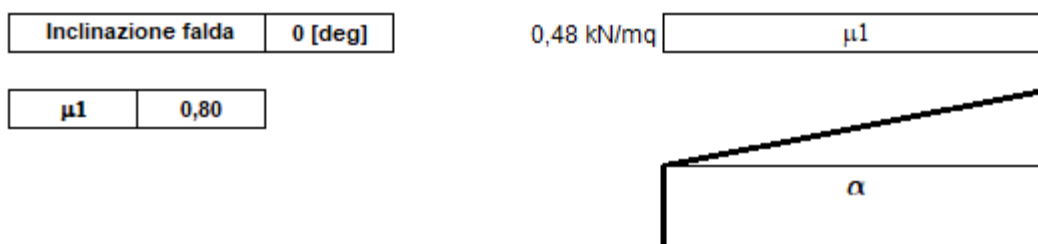


Figura 3: Azione della neve per falda inclinata a 0°

5.2 Vento

In accordo con le NTC2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 198 m, tempo di ritorno 50 anni, classe di rugosità del terreno D, inclinazione della falda variabile da 0° a 40° , coefficiente dinamico pari a 1, coefficiente topografico pari a 1 (condizione non isolata) ed assimilando la struttura in esame al caso di tettoia ad uno spiovente avente le altezze riportate nella figura seguente:

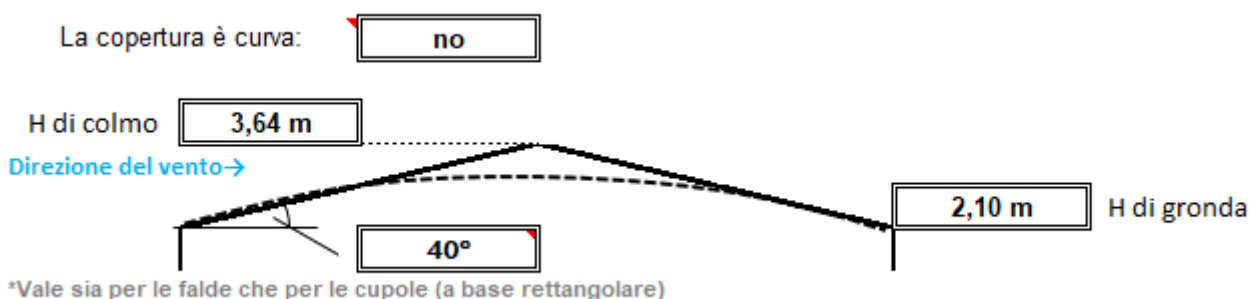


Figura 4: Schema copertura inclinata per il calcolo dell'azione del vento

Considerando l'inclinazione massima di 40° del pannello, in quanto l'area esposta a vento è maggiore in questa condizione, si ottiene un valore del **carico vento pari a 0.66 kN/m^2** .

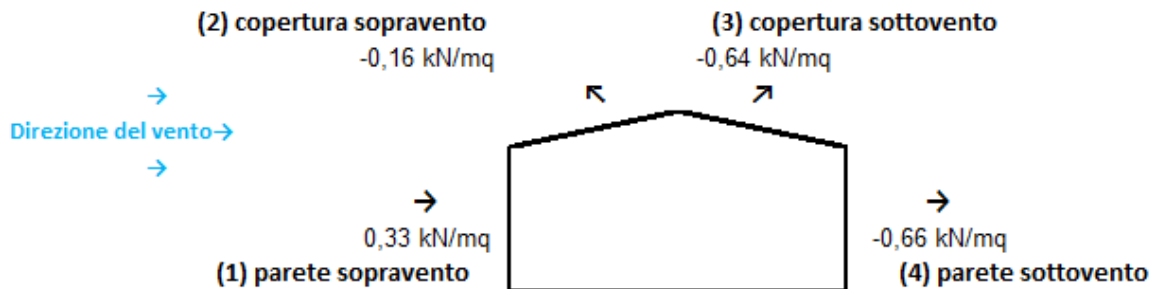


Figura 5: Azione del vento

6 Azioni sulla struttura di fondazione

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

Tabella 4: Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_G

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

Tabella 5: Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

I valori di resistenza del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab. 6.4.II del D.M. 2018.

Tabella 6: Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per il dimensionamento dell'infissione dei pali si riportano di seguito i massimi scarichi in fondazione derivanti dall'analisi strutturale del sostegno dei pannelli.

Le forze agenti sulla struttura di fondazione sono di seguito riportate.

L'area su cui agiscono le sollecitazioni è pari all'area del singolo pannello fotovoltaico, circa 3.11 m².

Tabella 7: Carichi concentrati agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P_{HEA 160}	Peso Proprio HEA 160	0,87	kN
P.P_{pan.}	Peso Proprio PANNELLO	0,38	kN
P.neve	Neve	1,49	kN
P.vento	Vento	2,05	kN

Le forze agenti sono state combinate tra di loro utilizzando i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nelle NTC2018.

$$F_v = N_{Ed} = (\gamma_{G1} * P.P_{HEA160}) + (\gamma_{G2} * P.P_{pan.} * \sin 40^\circ) + (\gamma_{Qi} * P.neve) + (\gamma_{Qi} * (P.vento + P.P_{pan.} * \cos 40^\circ))$$

Dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G1 (Tabella 4);
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2 (Tabella 4);
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q (Tabella 4);
- $P.P_{pan.} * \sin 40^\circ$ componente verticale dell'azione esercitata dal pannello considerando un'inclinazione del pannello pari a 40°;
- $P.P_{pan.} * \cos 40^\circ$ componente orizzontale dell'azione esercitata dal pannello considerando un'inclinazione del pannello pari a 40°.

Quindi il carico verticale di esercizio è risultato pari a:

$$F_v = N_{Ed} = (1.3 * 0.87) + (1.5 * 0.38 * \sin 40^\circ) + (1.5 * 1.49) + (1.5 * (2.05 + 0.38 * \cos 40^\circ)) = 7.23 \text{ kN}$$

Il carico orizzontale è pari alla componente orizzontale del vento e alla componente orizzontale dell'azione esercitata del pannello:

$$F_o = V_{Ed} = P.vento + P.P_{pan.} * \cos 40^\circ = 2.05 + 0.38 * \cos 40^\circ = 2.34 \text{ kN}$$

Il momento agente si ottiene dal carico orizzontale e risulta pari a:

$$M = M_{Ed} = (P.vento + P.P_{pan.} * \cos 40^\circ) * b = (2.05 + 0.38 * \cos 40^\circ) * 3.64 = 8.52 \text{ kNm}$$

Dove b= braccio di azione del carico orizzontale, ovvero l'altezza del palo da terra al colmo, che è pari a 3.64 m.

7 Verifiche geotecniche

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo HEA 160.

L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica (tabella 2).

L'analisi geotecnica è stata effettuata con l'ausilio del software MP della GEOSTRU SOFTWARE.

7.1 Calcolo del carico limite verticale di fondazione

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 o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

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

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

- γ peso unità di volume del terreno;
- L lunghezza del palo;
- N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare).

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$.

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

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

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

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

- A_l = superficie laterale del palo;
- f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con
- c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ = pressione verticale efficace del terreno;
- K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

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

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel $\alpha = \frac{100+c^2}{100+7c^2}$

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

7.2 Calcolo del carico limite orizzontale di fondazione

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 mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e 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:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- c_u = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

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

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p = Coefficiente di spinta passiva;
- γ = Peso unità di volume del terreno;
- z = Profondità;
- B = Diametro del palo.

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, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5 \gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il

contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

7.3 Modello di calcolo

Si riportano, di seguito, le caratteristiche geometriche del palo di fondazione:

- diametro palo = 0.16 m
- lunghezza palo = 3.50 m

I carichi di progetto gravanti in testa al palo a seguito dell'analisi strutturale sono di seguito elencati:

- Momento max $M_{Ed} = 8.52$ kNm
- Carico verticale max $N_{Ed} = 7.23$ KN
- Taglio max $V_{Ed} = -2.34$ KN

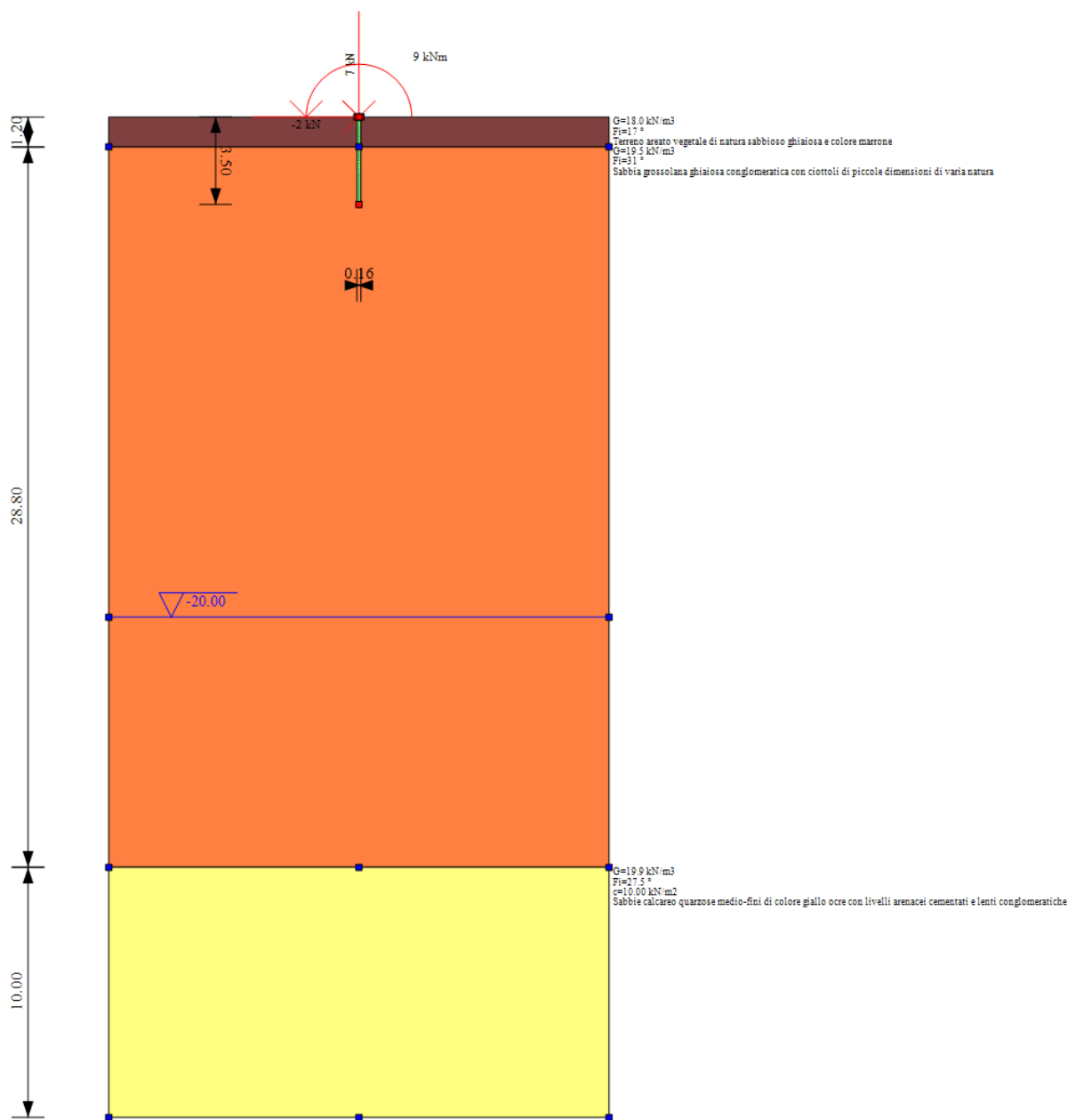


Figura 6: Modello di calcolo pali di fondazione

SISMA

Accelerazione sismica	0.175
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.0421
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.0211

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1.20	18.00	19.00	0.00	17.00	No	1.00	1.47	0	Terreno areato vegetale di natura sabbioso ghiaiosa e colore marrone
2	28.80	19.50	29.50	0.00	31.00	No	1.00	68.65	0	Sabbia grossolana ghiaiosa conglomeratica con ciottoli di piccole dimensioni di varia natura
3	10.00	19.90	29.90	10.00	27.50	No	1.00	68.65	0	Sabbie calcareo quarzose medio-fini di colore giallo ocre con livelli arenacei cementati e lenti conglomeratiche

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	33.61	52.70	31.75/0.00	1.07	0.00	17.01	15.95	--	70.13 [Medio]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1.00

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1.00

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	17.01	17.01	17.01
Totale=Base + Laterale - Peso palo	15.95	15.95	15.95

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3

Laterale 1.15

Resistenza di progetto laterale 14.80 kN

Resistenza di progetto 13.73 kN

Azioni di progetto 7.23 kN

Fattore sicurezza verticale **1.90 ----- VERIFICA SODDISFATTA**

Lavori di realizzazione di un parco agro-fotovoltaico denominato "Bernalda 1" con potenza in immissione pari a 14.1 MW integrato con un sistema di accumulo e relative opere di connessione

A.7. Relazione di calcolo preliminare strutture**Resistenza di progetto carichi trasversali**

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.00
Momento plasticizzazione	64.00 kNm

Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
70.12784	70.12784	70.12784

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1.3
Resistenza di progetto	53.94 kN
Azioni di progetto	-2.34kN
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.00

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0.013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1.00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1.00
Numero di elementi	9.00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1.00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]
1	-2.34	-8.52	7.23

ANALISI AD ELEMENTI FINITI

	Lunghezza [m]	Ks [kN/m ³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostamento [m]	Pressione terreno [kN/m ²]
1	0.39	0	7.23	-8.52	-2.39	0.05	-0.608	0.018	0
2	0.39	234.17	7.35	-7.59	-2.57	0.18	-0.581	0.014	3.27
3	0.39	234.17	7.47	-6.59	-2.68	0.11	-0.558	0.0101	2.365
4	0.39	234.17	7.59	-5.55	-2.87	0.19	-0.538	0.0064	1.495
5	0.39	1658.299	7.7	-4.43	-3.13	0.26	-0.521	0.0028	4.629
6	0.39	1658.299	7.82	-3.21	-3.05	-0.07	-0.509	-0.0007	-1.164
7	0.39	1658.299	7.94	-2.03	-2.63	-0.43	-0.5	-0.0041	-6.838
8	0.39	1658.299	8.06	-1.01	-1.85	-0.77	-0.495	-0.0075	-12.435
9	0.39	1658.299	8.18	-0.29	-0.73	-1.12	-0.493	-0.0109	-17.994

7.4 Verifica a sfilamento dei pali

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento pari a **0.66 kN/m²** che agisce sulla parte della struttura sottovento, in quanto risulta essere la più elevata. A vantaggio di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente alla superficie di azione del vento.

La combinazione di carico utilizzata è la seguente.

$$Q_{es} = (P \cdot P_{HEA160} + P \cdot P_{pan.} \cdot \sin 40^\circ) + (\gamma_{Qi} \cdot (P \cdot P_{vento} + P \cdot P_{pan.} \cdot \cos 40^\circ))$$

Dove:

- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q (tabella 4);
- $P \cdot P_{pan.} \cdot \sin 40^\circ$ componente verticale dell'azione esercitata dal pannello considerando un'inclinazione del pannello pari a 40° ;
- $P \cdot P_{pan.} \cdot \cos 40^\circ$ componente orizzontale dell'azione esercitata dal pannello considerando un'inclinazione del pannello pari a 40° .

$$Q_{es} = (0.87 + 0.38 \cdot \sin 40^\circ) - (1.5 \cdot (2.05 + 0.38 \cdot \cos 40^\circ)) = -2.41 \text{ kN}$$

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico orizzontale.

Essendo la resistenza laterale $S_{lim} = 17.01 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a:

$$\frac{S_{lim}}{Q_{es}} = |7.06|$$

Il rapporto tra S_{lim} e Q_{es} risulta maggiore di $\gamma_{st}=1.25$, ovvero il coefficiente laterale in trazione, come riportato nella tabella 6.4. II della NTC2018, perciò la verifica a sfilamento del palo risulta soddisfatta.