



REGIONE BASILICATA
 PROVINCIA DI MATERA
 COMUNE DI IRSINA



PROGETTO DEFINITIVO

Autorizzazione Unica ex art. 12 del d.lgs. 387/2003

Impianto fotovoltaico di potenza nominale pari a 19,992 MW e relative opere di connessione proposti dalla ditta Basilicata Solare s.r.l. nel territorio di Irsina

Titolo elaborato

A.7. Relazione preliminare sulle strutture

Codice elaborato

COMMESSA	FASE	ELABORATO	REV.
F0315	H	R07	A

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

Scala

—

DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Maggio 2020	Prima emissione	BDE	GDS	GZU

Proponente

Basilicata Solare s.r.l.
 Via della Ferula 46
 70022 Altamura (BA)

BASILICATA SOLARE S.r.l.
 amministratore

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 Responsabile del Gruppo di Verifica
 (ing. Giorgio ZUCCARO)



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





Sommario

1 Premessa	2
2 Normativa di riferimento	4
3 Materiali impiegati e resistenze di calcolo	5
4 Terreno di fondazione	6
5 Analisi dei carichi	7
5.1 Neve	7
5.2 Vento	8
6 Azioni sulla struttura di fondazione	9
7 Verifiche geotecniche	10
7.1 Capacità portante dei pali	10
7.2 Verifica a carico limite verticale dei pali	11
7.3 Verifica a sfilamento dei pali	12
7.4 Verifica a ribaltamento dei pali	12



1 Premessa

Il presente progetto si riferisce alla realizzazione dell'impianto fotovoltaico di grande generazione nel territorio comunale di Tricarico (MT) e delle opere ad esso connesse nei territori comunali di Irsina (MT) e Grottole (MT). Nella fattispecie l'impianto, caratterizzato da una potenza di picco di 15.028 MWp, sarà utilizzato per la restituzione dell'energia nella rete Terna mediante la connessione alla cabina RTN condivisa di Grottole caratterizzata da una tensione nominale di 15 kV e al momento non esistente, ma prevista in progetto.

Al fine di ottimizzare la produzione di energia, l'impianto fotovoltaico in progetto sarà composto da un modulo tipo TallmaxM DE17M(II) o similare. In allegato alla presente relazione è presente la scheda tecnica di dettaglio del modulo, mentre nel seguito si riportano le caratteristiche principali:

- **produttore: Trina Solar;**
- **modello: Duomax twin DEG18MC.20(II);**
- **potenza di picco: 490 Wp;**
- **tensione a circuito aperto (Voc a STC): 42.8 V;**
- **corrente di corto circuito (Isc a STC): 11.45 A;**
- **dimensioni: 2187×1102 mm;**
- **peso: 30.7 kg.**

Dal punto di vista del collegamento elettrico, si prevede di collegare 26 moduli in serie per formare una "stringa". Unendo in parallelo 4 stringhe si procede a formare una struttura di supporto unica, denominata "tracker", e di aggiungere un quadro di parallelo (quindi uno per ogni tracker).

I pannelli fotovoltaici sono dotati di una struttura metallica fissa prefabbricata, posizionata con asse est-ovest, quindi rivolta a sud, le cui caratteristiche principali sono riportate nel seguito:

- numero di righe: 2;
- numero di colonne: 13;
- numero di moduli per stringa: 26.

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 (continuos 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.

Le fondazioni sono costituite, dunque, da pali in acciaio UPN160 infissi.

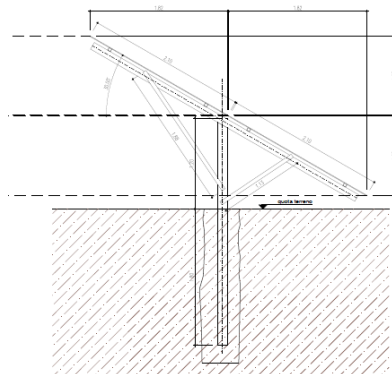


Figura 1: Dettaglio della struttura fissa dei pannelli



Le strutture di supporto sono state dimensionate in maniera tale da non consentire un elevato impatto visivo. L'altezza massima raggiungibile da ciascun pannello, infatti, è inferiore a 3.00 m rispetto al piano campagna. In questo modo, tra l'altro, gli elementi da installare ricadono all'interno della casistica A.5.9 (in quanto trattasi di "Pannelli solari e fotovoltaici su strutture di sostegno (pali e simili) di altezza $\leq 3,00$ m dotati di certificato e/o brevetto ministeriale") della DGR 739 del 12.06.2012 "Atto di indirizzo per la definizione delle Opere Minori ai fini della sicurezza per le costruzioni in zona sismica" che disciplina le opere che risultano esentate dall'applicazione delle disposizioni della l.r. 38/1997 e del d.p.R. 380/2001 e che, pertanto, non 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 è stata condotta 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}		
															NCn t	Cnt	
S275 - (S275)																	
001	78.500	0,000012	210.00 0	80.769	P	275,00 255,00	430 410	261,90 242,86	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-	

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.

La modellazione geotecnica lungo i settori indagati è stata definita dall'elaborazione di tutte le risultanze delle verticali geotecniche e delle prove di laboratorio, implementando quindi diverse sezioni rappresentative (cfr. Relazione geologica), misurate con rilievo topografico.

I rilievi di campagna e le informazioni provenienti dalle indagini geognostiche nell'area di interesse hanno permesso di distinguere il seguente litotipo:

Argille sub-appennine

Sono costituite da argille più o meno marnose e marne argillose di colore grigio-azzurro (bianco-giallastro in superficie per l'alterazione), con intercalati alcuni livelli argillosi-sabbiosi. In genere si presentano compatte e disposte in grossi banchi omogenei.

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche del terreno (cfr. Relazione geologica)

<i>Litotipo sabbioso</i>		
Peso di volume (γ)	1.90	g/cm^3
Coesione non drenata (CU)	0.65	kg/cm^2



5 Analisi dei carichi

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

Tabella 2: Analisi dei carichi agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P _{UPN160}	Peso Proprio UPN160	0,28	kN
P.P _{pan.}	Peso Proprio PANNELLO	0,31	kN
P _{neve}	Neve	0,77	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 450 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 30°. Si ottiene un valore del **carico neve pari a 0.77 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

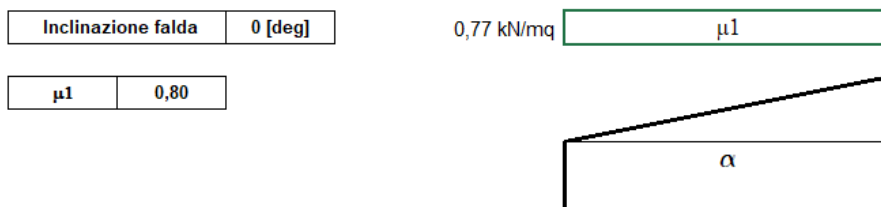


Figura 2: azione della neve per una falda inclinata a 0°



5.2 Vento

In accordo con le NTC2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 450 m, tempo di ritorno 50 anni, classe di rugosità del terreno D, inclinazione della falda variabile da 0° a 30°, 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 in figura 3:

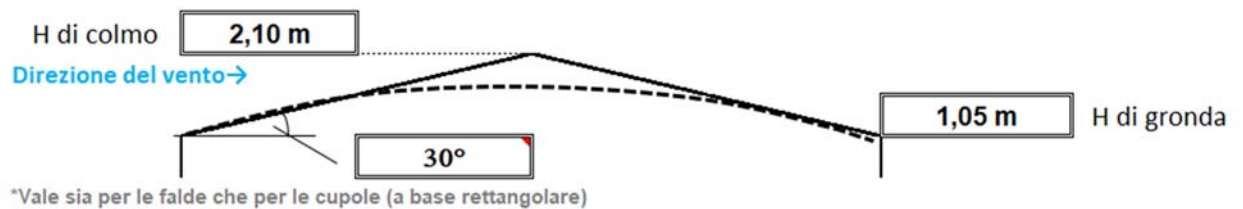


Figura 3: schema copertura inclinata per il calcolo dell'azione del vento

Considerando l'inclinazione massima di 30° 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/m²**.

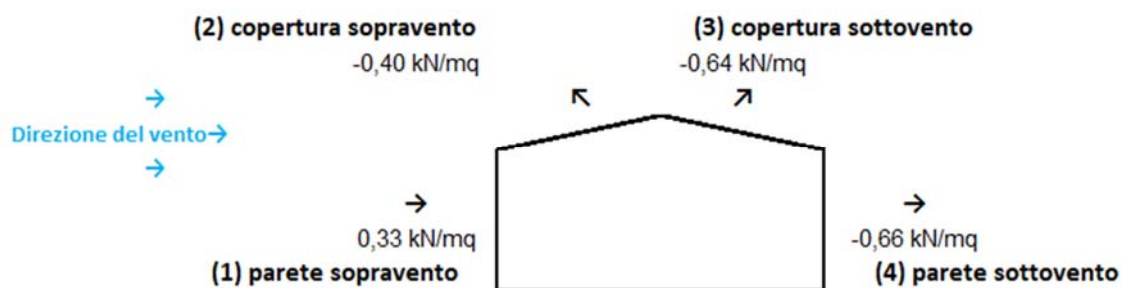


Figura 4: Azione del vento



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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_F^*)	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_{Q1}	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_{G1}

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 4: 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_γ	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 5: Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	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 ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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



7 Verifiche geotecniche

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo UPN 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 stati considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica (tabella 1).

7.1 Capacità portante dei pali

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite dei pali di fondazione. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P_{lim} e la resistenza laterale S_{lim} :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

dove:

- P_{lim} è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;
- $S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$
- $s = a + \sigma_{h\mu} = \alpha c_u$ (con $\mu = 0$)

I coefficienti α sono stati definiti dalla tabella

Tabella 6: Valori di α in funzione del tipo di palo e del terreno

Tipo di palo	$c_{u,ind}$ [kPa]	α
Battuto	$c_u < 25$	1.0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0.011(c_u - 25)$
	$c_u > 70$	0.5
Trivellato	$c_u < 25$	0.7
	$25 < c_u < 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u > 70$	0.35

- $\alpha = 1 - 0.011 (c_u - 25) = 0.56$
- $c_u =$ coesione non drenata (tabella 1) = $65 \text{ kN/m}^2 = 65 \text{ kPa}$
- perimetro del UPN160 = $(160 + 65 + 65) * 2 = 580 \text{ mm} = 0.58 \text{ m}$

Quindi la resistenza laterale del palo S_{lim} è risultata pari a:

$$Q_{lim} = S_{lim} = 38.00 \text{ kN}$$



7.2 Verifica a carico limite verticale dei pali

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 2.41 m².

Tabella 7: carichi concentrati agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P _{UPN160}	Peso Proprio UPN160	0,28	kN
P.P _{pan.}	Peso Proprio PANNELLO	0,31	kN
P.neve	Neve	1,86	kN
P.vento	Vento	1,59	kN

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

Tabella 8: Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G ₁	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G ₂ ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

$$Q_{es} = (\gamma_{G1} * P.P_{UPN160}) + (\gamma_{G2} * P.P_{pan.}) + (\gamma_{Qi} * P_{neve}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G₁;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G₂;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = (1.3 * 0.28) + (1.5 * 0.31) + (1.5 * 1.86) + (1.5 * 1.59) = 6.00 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il rapporto tra $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} \geq \gamma_s$ dove :

- $\gamma_s=1.15$ è il coefficiente laterale in compressione funzione del tipo di palo come riportato nella tabella 6.4.II della NTC2018
- $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 6.33 \geq 1.15$



7.3 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.

$$Q_{es} = (P \cdot P_{UPN160} + P \cdot P_{pan.}) + (\gamma_{Qi} * P \cdot vento)$$

Dove:

- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q (tabella 8).

$$Q_{es} = (0.28 + 0.31) - (1.5 * 1.59) = - 1.79 \text{ kN}$$

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

Essendo $S_{lim} = 38.00 \text{ kN}$ si ha un rapporto pari a:

$$\frac{S_{lim}}{Q_{es}} = |21.19|$$

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.

7.4 Verifica a ribaltamento dei pali

Per la verifica a ribaltamento del palo è stata utilizzata la teoria di BROMS, che caratterizza il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico. Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno abbia l'andamento riportato in figura (cfr. FONDAZIONI di Carlo Viggiani):

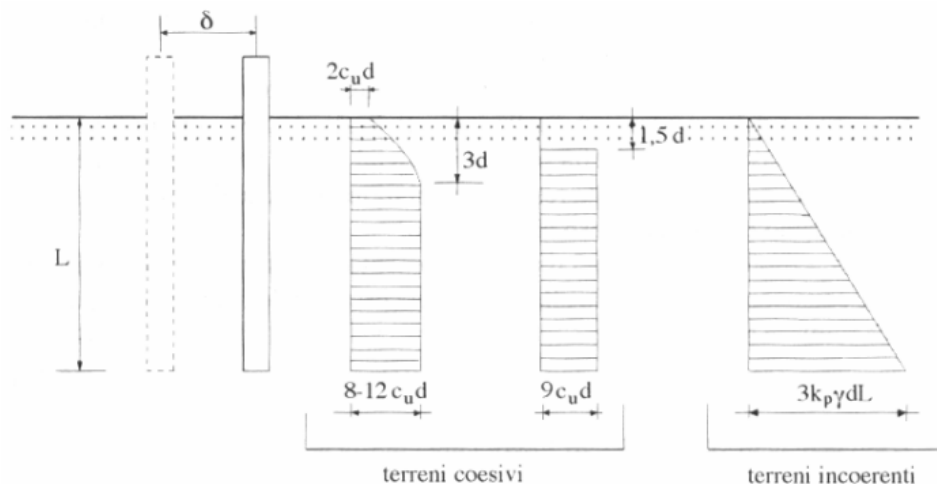


Figura 5: resistenza limite del terreno

Il terreno in esame è coesivo perciò si è proceduto a calcolare la forza ribaltante in testa al palo ipotizzando il palo impedito di ruotare in testa:

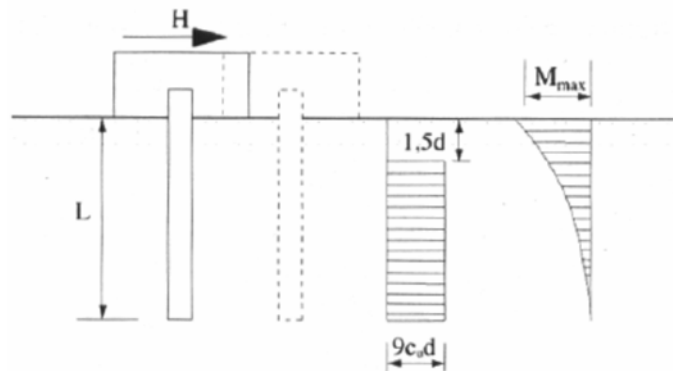


Figura 6: resistenza limite del terreno di un palo corto impedito di ruotare in testa

$$H = 9c_u d (L - 1.5d)$$

Dove:

- $L = 1.80$ m: profondità di infissione del palo;
- $c_u =$ coesione non drenata (tabella 1) = $65 \text{ kN/m}^2 = 65 \text{ kPa}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$: peso di volume (tabella 1)
- $d = 0.16$ m: Lato lungo del profilo UPN160

$$H = 9 * 65 * 0.16 * (1.8 - 1.5 * 0.16) = 146.02 \text{ kN}$$

Il momento stabilizzante risulta pari a:

$$M_{\text{stabilizzante}} = H(0.5L + 0.75d)$$

$$M_{\text{stabilizzante}} = 146.02 * (0.5 * 1.8 + 0.75 * 0.16) = 148.94 \text{ kNm}$$

Questo momento viene confrontato con quello ribaltante che si ottiene dalla componente orizzontale del vento che cautelativamente è stata presa pari a **0.66 kN/m^2** :

$$M_{\text{ribaltante}} = P_{\text{vento}} * A_{\text{pan.}} * b$$

Dove $b =$ braccio di azione della componente orizzontale, che è pari a 2.10 m, ovvero l'altezza del palo da terra al colmo, mentre $A_{\text{pan.}} =$ area del pannello pari a 2.40 m^2 .

$$M_{\text{ribaltante}} = 0.66 * 2.40 * 2.10 = 3.34 \text{ kNm}$$

Essendo $M_{\text{stabilizzante}} \geq M_{\text{ribaltante}}$ la verifica risulta soddisfatta.