



REGIONE CAMPANIA
PROVINCIA DI CASERTA
COMUNE DI CANCELLO ED ARNONE



AUTORIZZAZIONE UNICA EX D.Lgs 387/2003
VALUTAZIONE IMPATTO AMBIENTALE EX. ART. 23
D.Lgs 152/2006

INSTALLAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE DENOMINATO "CANCELLO ARNONE" DI POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 20.000,00 kW E POTENZA DI PICCO PARI A 19.818,54 kW

Codice pratica: 202100623



Codice identificativo

Commessa	Liv. prog.	Tip.	Codice Elaborato
SE225	PD	R	GTEC

DATA	SCALA
Marzo 2022	-

Titolo elaborato

Relazione geotecnica

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Progettazione:



STUDIO ENERGY SRL
 Via delle Comunicazioni snc
 75100 Matera
 C/F. e P.IVA 01175590775

Tecnici:

Dott. Ing. Calbi Francesco Rocco



Il Proponente:



SMARTENERGYIT2104 S.R.L.
 Piazza Cavour, 1 - 20121 Milano (MI)
 C.F./P.IVA 11625050965

LEGALE RAPPRESENTANTE

Indice

1. PREMESSA.....	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. CRITERI DI VERIFICA E MODELLO DI CALCOLO.....	3
3.1. Carico limite verticale	3
3.1.1. Resistenza alla punta	3
3.1.2. Resistenza Laterale	4
3.2. Carico limite di pali trivellati di grande diametro	6
3.3. Carichi orizzontali.....	7
4. CONCLUSIONI.....	9

1. PREMESSA

La seguente relazione geotecnica è stata redatta in base alle risultanze della relazione geologica redatta dal dottor Roberto Tommaselli, da cui sono state desunte le caratteristiche dei terreni attraversate dai pali "Vitoni". Si allega anche una verifica di un palo costituente il nostro apparato fondale.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr. 64 del 02/02/1974.** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992.** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- **D.M. 16 Gennaio 1996:** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

3. CRITERI DI VERIFICA E MODELLO DI CALCOLO

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC.

3.1. Carico limite verticale

La valutazione del carico limite verticale del palo è perseguita attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} è convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi D^2}{4} p + \pi D \int_0^L s(z) dz$$

dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali e alla punta si mobilitano con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di P e S si prescinde dall'interazione tra i due fenomeni di rottura.

3.1.1. Resistenza alla punta

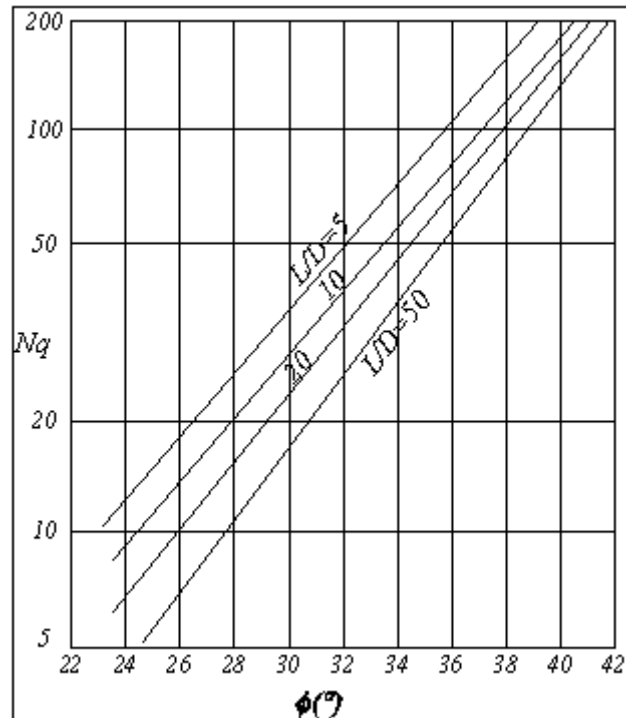
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo alla profondità L . Per N_c vale la formula di trasformazione:

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

Il valore di N_q è dato dall'abaco di Berentzantzev, valido per i pali di piccolo diametro.



3.1.2. Resistenza Laterale

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale a è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, k un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z . Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$.

Per il termine coesivo si assume:

$$s = \alpha c$$

con il valore di α dato dalla seguente tabella.

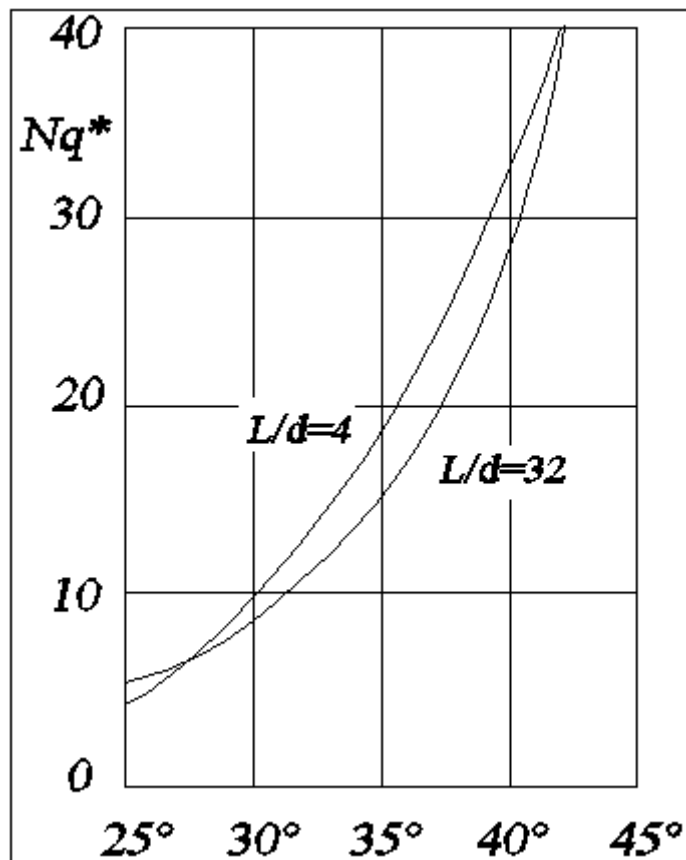
Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α caso non drenato	Valori di α caso drenato
Trivellato	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	0.7 0.7-0.008 (c-25) 0.35	0.3 c
Trivellato Pressato	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	0.7 0.7-0.008 (c-25) 0.35	0.3 c
Gettato in opera, battuto	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.5 c
Prefabbricato cls, battuto	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Legno, battuto	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Tubo Acciaio chiuso, battuto	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Profilato in acciaio, battuto	$c \leq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c

I valori di k adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	Addensato	
Trivellato	0.4	0.5	$\tan(\phi)$
Trivellato Pressato	0.7	0.9	$\tan(\phi)$
Gettato in opera, battuto	1	3	$\tan(\phi)$
Prefabbricato cls, battuto	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Legno, battuto	1	2	0.36
Tubo Acciaio chiuso, battuto	1	2	0.36
Profilato in acciaio, battuto	0.5	1	0.36

3.2. Carico limite di pali trivellati di grande diametro

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto di Berezantzev (AGI). Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti, dell'ordine di 1-2 cm, ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro, pari a circa il 10% di questo, per pali battuti, e al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite, calcolato come somma di $P + S$, sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura; pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di p è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vi} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

3.3. Carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms. Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico e che il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione, ma dipenda solo dalla dimensione trasversale d (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo, per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si generano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di 'Palo Corto'.

Se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica e il comportamento è quello di 'Palo Lungo'. Per i pali impediti di ruotare in testa può accadere o che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di 'Palo Intermedio', oppure si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, con conseguente comportamento di 'Palo lungo'.

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3 k_p \gamma z d$$

Il primo termine, costante, è esteso tra le profondità $1.5d$ ed L ; il secondo, variabile linearmente, è esteso tra 0 ed L . Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \text{tg}(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$. Quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c = 0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Eccentricità della forza orizzontale (solo pali liberi)
L	Lunghezza del palo



SMARTENERGY

Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
ξ_3, ξ_4	Coefficienti di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV,effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
HI	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in corrispondenza della quale si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax (Teoria di Broms)
PRB	Prefabbricato cls, battuto
GB	Gettato in opera, battuto
TR	Trivellato
TRP	Trivellato Pressato
PRAB	Profilato in acciaio, battuto
TAB	Tubo Acciaio chiuso, battuto
LB	Legno, battuto

GD = Palo di grande diametro per $D > D_g = 0.60$ m

Proprietà del palo

Palo	Tipo	Testa	GD	D	e	L	Mu	V	H
				m	m	m	kg*m	kg	kg
10 (Nodo 7)	TR	Lib.	No	0.20	0.93	3.50	4589.84	3491	2393

Coefficienti di sicurezza

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_{Tt}	ξ	effV	effH
10 (Nodo 7)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.50	1.00	1.00

Stratigrafie

H	ϕ	OCR	c	cu	γ	γ_{sat}	Addens.	Descrizione
m	°		kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc		
Palo n° 10 (Nodo 7): falda assente								
5.00	22.50	--	0.10	--	1.73	--	No	Strato 1
5.00	21.50	--	0.08	--	17.60	--	No	Strato 1

Verifica Carico Verticale

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \xi$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	N	P	S	Peso Palo	(*) N_d	N_q	N_c	Verificato
	kg	kg	kg	kg	kg			
10 (Nodo 7)[4]	3766	1133	1750	275	4126	3.25	16.72	SI
10 (Nodo 7)[11]	788	1133	1750	275	4126	3.25	16.72	SI

Verifica Carico Orizzontale

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \xi$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	H	Hl	Hd	Meccanism o di rottura	Z0	Zmax	Mmax	Verificato
	kg	kg	kg		m	m	kg*m	
10 (Nodo 7)[4]	2393	2787	3012	Lungo	--	1.09	4589.80	SI
10 (Nodo 7)[11]	2871	2742	3012	Lungo	--	1.08	4500.09	SI

4. CONCLUSIONI

Le verifiche del carico verticale e orizzontale sono state condotte per la condizione più sfavorevole e, come riscontrabile dalle tabelle su riportate, risultano soddisfatte.