

IMPIANTO AGROVOLTAICO DI PRODUZIONE DI ENERGIA
DA FONTE SOLARE DENOMINATO "CRACO" DI POTENZA NOMINALE
PARI A 18,0 MVA E POTENZA INSTALLATA PARI A 19,998 MW

REGIONE BASILICATA
PROVINCIA di MATERA
COMUNE DI CRACO

PROGETTO DEFINITIVO

Tav.:

Titolo:

R15a

Relazione Geotecnica, Sismica - Tracker

Scala:

Formato Stampa:

Codice Identificatore Elaborato

n.a.

A4

R15a_RelazioneGeotecnica_15a

Progettazione:

Committente:



Dott. Ing. Fabio CALCARELLA

Via B. Ravenna, 14 - 73100 Lecce
Mob. +39 340 9243575
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu

BEE Craco s.r.l.

Largo Michele Novaro 1/A
CAP 43121 - PARMA (PR)
PEC - beecraco@pec.it



Fabio Calcarella

Enest. BEE

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Ottobre 2021	Prima emissione	STC	FC	BEE Craco Srl

Sommario

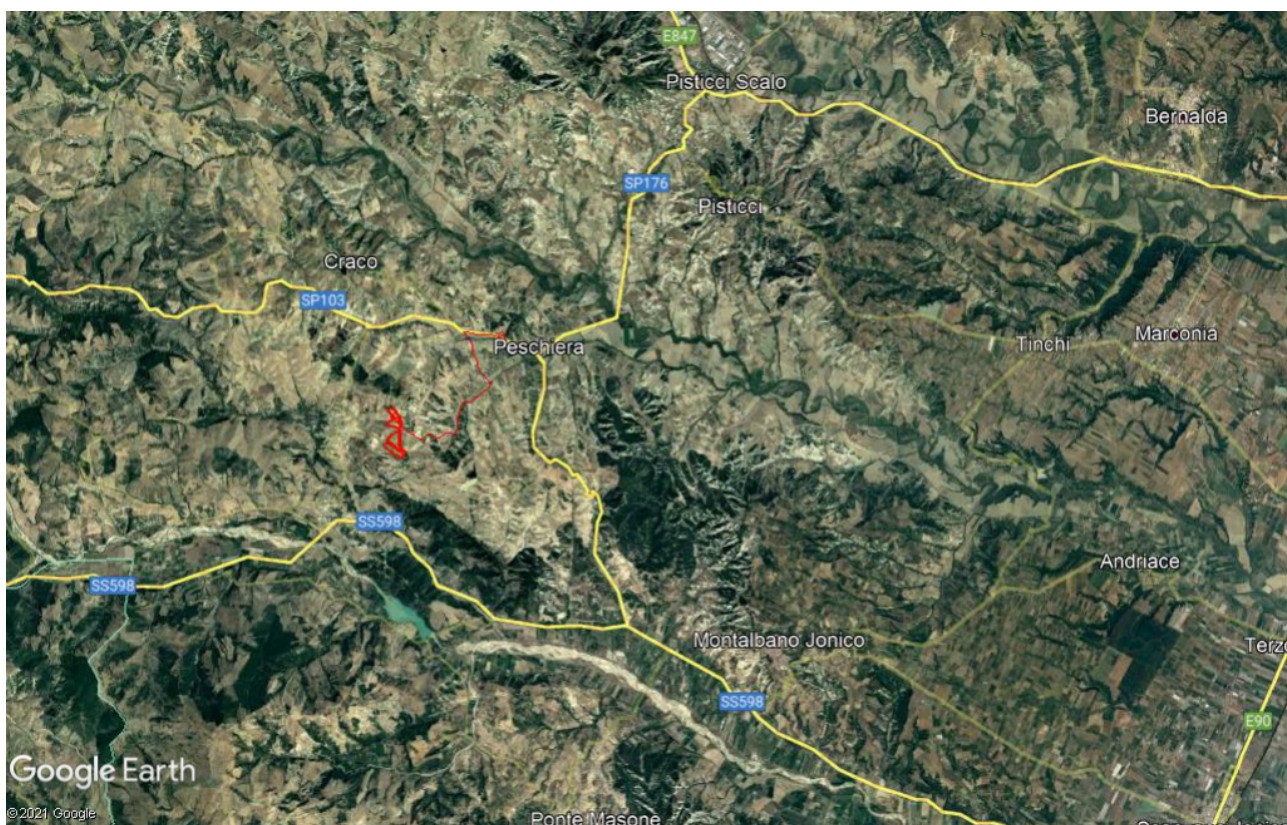
PREMESSA	2
NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	3
DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE	4
CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO	5
CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO	7
DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE	9
SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	11
PARAMETRI DI CALCOLO	12
ARCHIVIO STRATIGRAFIE	13
ARCHIVIO TERRENI	13
DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI PROFONDE	13
VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE	14
VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE	15

PREMESSA

Scopo del progetto è la realizzazione di un “impianto fotovoltaico” per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile (solare), avente potenza nominale pari a 18.000,00 kVA e una potenza installata pari a 19.998,24kWp, unitamente a tutte le opere di connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale, ovvero:

- linee MT interne di collegamento tra le Cabine di Campo (CdC) in configurazione entra-esce;
- linee MT in cavo interrato sino a una Cabina di Smistamento (CdS) ubicata all’interno dell’impianto, per la raccolta della potenza proveniente dalle Cabine di Campo;
- linea MT in cavo interrato, dalla Cabina di Smistamento sino ad una Sottostazione Utente (SU) 30/150 kV, che sarà realizzata nei pressi della nuova Stazione Elettrica (SE) TERNA di Smistamento a 150 kV. La SE di Smistamento sarà a sua volta inserito in entra – esce alle linee 150 kV della RTN “Rotonda – SE Pisticci”;
- Stazione Utente 30/150 kV, in cui avviene la raccolta dell’energia. La consegna dell’energia prodotta, avverrà mediante la posa di un cavo AT interrato, che si atterrerà quindi da una parte allo stallo dedicato AT 150 kV della costruenda SE di Smistamento TERNA, dall’altro direttamente alla SU citata.

L’impianto fotovoltaico propriamente detto è ubicato a Sud-Est del Comune di Craco in provincia di Matera.



Inquadramento su orto foto Google dell’Area di Intervento (in rosso)

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 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 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

In questa relazione si indagano, nello specifico, le interazioni tra la fondazione (pali infissi nel terreno) delle strutture di supporto ai moduli fotovoltaici (tracker) ed il terreno rilevato in sito.

Nello specifico, sono stati realizzati 4 sondaggi con 24 geofoni verticali con spaziatura di 2.5 m.

Sono stati realizzati cinque scoppi interfacciati tra di loro, indicati con i numeri 1, 2, 3, 4 e 5, tra i quali gli scoppi 1 e 5 sono esterni allo stendimento, ad una distanza di 2.5 m dagli estremi, mentre gli scoppi 2, 3 e 4 sono interni allo stendimento.

Per l'elaborazione dei dati è stato utilizzato il software Easy Refract.

I risultati delle indagini svolte sono stati restituiti come sezioni multistrato e come mappe di velocità; questo ultimo metodo in particolare ha permesso di ottenere un'immagine in sezione del sottosuolo in termini di variazione del valore di V_p (rispetto alla classica rappresentazione di sezioni multistrato, ognuno caratterizzato da uno specifico valore di V_p , questa tecnica permette di individuare, con un elevato potere risolutivo, anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche offrendo la possibilità di ricostruire geometrie complesse del sottosuolo non risolvibili con i metodi tradizionali di interpretazione e restituzione).

L'operazione di picking è stata preceduta dal filtraggio delle tracce acquisite. Si riportano di seguito i dati sperimentali ed i risultati della inversione.

La strumentazione utilizzata per i rilievi è un sismografo DoReMi della SARA electronic instruments. Questo è una strumentazione a trasmissione digitale del segnale che garantisce la massima flessibilità di utilizzo in tutte le indagini geofisiche, concepito con una architettura innovativa. Il sismografo modulare è, infatti, distribuito lungo il cavo sismico e la strumentazione è quindi costituita da più unità indipendenti, ognuna contenente tutta l'elettronica necessaria, distribuite lungo tutto lo stendimento e controllate attraverso un pc. I geofoni verticali utilizzati per l'indagine sono della SARA electronic instruments da 4.5Hz. L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg ed una piastra di metallo.

Sono stati realizzati, inoltre, 3 sondaggi MASW sugli stendimenti coincidenti con i sondaggi in onde P,

l'acquisizione è stata realizzata invece con 24 geofoniorizzanti della SARA electronic da 4,5 Hz, spaziate di 2,5 m ed orientate con asse di oscillazione solidale allo stendimento. Per ogni sondaggio è stato realizzato uno scoppio esterno allo stendimento, ad una distanza di 10 m dall'ultimo geofono.

Anche in questo caso la strumentazione utilizzata per i sondaggi è il sismografo DoReMi della SARA electronic instruments, L'energizzazione è stata ottenuta con una mazza da 5 kg.

In questo modo è stata rilevata la componente orizzontale dell'onda di Rayleigh (questo accorgimento può facilitare il riconoscimento del modo fondamentale sul grafico Velocità di fase / Frequenza). I dati raccolti sono stati elaborati con i software GEOPSY e DINVER con la finalità di determinare attraverso il profilo di velocità delle onde di taglio Vs sia la geometria del sottosuolo che anche il tipo di suolo secondo le normative tecniche nazionali ed internazionali.

Nella relazione geologica i dettagli dei risultati delle prove.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_C = \frac{Q_P}{\eta_P} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_P \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T$$
$$= \frac{Q_L}{\eta_L} + W_P \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- Q_C resistenza a compressione del palo
- Q_T resistenza a trazione del palo
- Q_P carico limite verticale alla punta del palo
- Q_L carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$ attrito negativo agente sul palo
- W_P peso totale del palo
- η_{II} coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- η_{IA} coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " Q_P " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " Q_L " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_p = A_p \cdot (q_p \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- A_p superficie portante efficace della punta del palo
- q_p pressione del terreno presente alla punta del palo
- c coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata $c = c_u$)
- N_q^*, N_c^* fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ_{ZOP} del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Meyerhof per base poggiate su terreni sciolti (1951)

- se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} & N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \\ s_q &= 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) && \text{(fattori di forma)} \\ d_q &= 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} && \text{(fattori d'approfondimento)} \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

- se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= 1.00 & N_c &= \pi + 2 \\ s_q &= 1.00 & s_c &= 1.20 && \text{(fattori di forma)} \\ d_q &= 1.00 & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} && \text{(fattori d'approfondimento)} \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

Formulazione di Hansen per base poggiate su terreni sciolti (1970)

- se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} & N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \\ s_q &= 1 + \text{tg}(\phi) & s_c &= 1 + \frac{N_q}{N_c} && \text{(fattori di forma)} \\ d_q &= 1 + 2 \cdot \text{tg}(\phi) \cdot (1 - \text{sen}(\phi))^2 \cdot \theta & d_c &= 1 + 0.4 \cdot \theta && \text{(fattori d'approfondimento)} \\ \text{dove: se } \frac{L}{D} \leq 1 &\Rightarrow \theta = \frac{L}{D}, \text{ se } \frac{L}{D} > 1 &\Rightarrow \theta = \arctg\left(\frac{L}{D}\right) \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

- se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= 1.00 & N_c &= \pi + 2 \\ s_q &= 1.00 & s_c &= 1.20 && \text{(fattori di forma)} \end{aligned}$$

$$d_q = 1.00 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \qquad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \qquad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

Formulazione di Zeevaert per base poggiate su terreni sciolti (1972)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\phi)}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \qquad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Berezantzev per base poggiate su terreni sciolti (1970)

Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano della punta del palo. Inoltre considera il cilindro di terreno coassiale al palo (avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento) in parte sostenuto da tensioni tangenziali dal rimanente terreno presente lungo la superficie laterale del cilindro. Conseguentemente il valore della pressione presente alla punta del palo è inferiore alla corrispondente pressione litostatica ed è influenzata dal rapporto tra la profondità alla quale è posta la punta "L" del palo e il diametro "D" dello stesso. Quindi il valore di N_q^* è influenzato da questo effetto "Silo". I valori che l'autore propone sono:

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

Valori di N_q^* per pali di diametro fino a 80.0 cm.

L/\Delta	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.07	2.18	3.15	4.72	7.15	10.73	15.85	22.95	32.62	45.56	62.69	85.18	114.53	152.71	202.32	266.82	350.86	460.79	605.36
12	1.04	1.77	2.46	3.64	5.52	8.42	12.71	18.85	27.44	39.21	55.07	76.20	104.13	140.81	188.86	251.72	334.05	442.17	584.82
20	1.03	1.63	2.20	3.20	4.82	7.38	11.22	16.82	24.76	35.79	50.83	71.06	98.01	133.65	180.59	242.29	323.39	430.21	571.48
28	1.03	1.54	2.05	2.93	4.40	6.72	10.26	15.48	22.96	33.43	47.84	67.37	93.54	128.35	174.39	235.13	315.21	420.95	561.08
36	1.02	1.49	1.94	2.75	4.10	6.26	9.57	14.49	21.60	31.64	45.53	64.48	90.00	124.10	169.36	229.27	308.46	413.26	552.38
50	1.02	1.42	1.82	2.53	3.74	5.68	8.70	13.23	19.84	29.27	42.45	60.56	85.14	118.18	162.30	220.95	298.80	402.16	539.74
75	1.02	1.35	1.69	2.30	3.33	5.02	7.69	11.74	17.73	26.37	38.58	55.55	78.82	110.38	152.84	209.67	285.53	386.74	522.01
100	1.01	1.31	1.61	2.14	3.07	4.60	7.02	10.74	16.28	24.34	35.84	51.95	74.19	104.56	145.68	201.02	275.23	374.64	507.95
200	1.01	1.22	1.44	1.84	2.54	3.71	5.60	8.56	13.05	19.73	29.43	43.30	62.82	89.95	127.29	178.30	247.63	341.59	468.90
500	1.01	1.14	1.29	1.55	2.02	2.82	4.14	6.24	9.50	14.45	21.83	32.64	48.25	70.49	101.85	145.69	206.57	290.75	406.87

Valori di N_q^* per pali di diametro maggiore a 80.0 cm.

L/\Delta	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.16	3.09	3.95	5.04	6.44	8.22	10.50	13.41	17.12	21.87	27.92	35.65	45.53	58.14	74.24	94.80	121.05	154.57	197.38
12	1.21	3.14	3.98	5.05	6.42	8.14	10.34	13.13	16.68	21.18	26.90	34.17	43.41	55.15	70.07	89.03	113.13	143.77	182.72
20	1.26	3.18	4.01	5.06	6.39	8.06	10.18	12.85	16.23	20.49	25.88	32.69	41.29	52.16	65.89	83.26	105.21	132.97	168.06
28	1.30	3.22	4.04	5.07	6.36	7.99	10.02	12.57	15.78	19.81	24.86	31.20	39.17	49.16	61.72	77.49	97.29	122.16	153.40
36	1.35	3.27	4.07	5.08	6.34	7.91	9.86	12.30	15.33	19.12	23.84	29.72	37.04	46.17	57.55	71.72	89.38	111.36	138.75
44	1.39	3.31	4.10	5.09	6.31	7.83	9.70	12.02	14.88	18.43	22.81	28.23	34.92	43.18	53.38	65.95	81.46	100.56	124.09
52	1.44	3.35	4.14	5.10	6.29	7.75	9.54	11.74	14.44	17.74	21.79	26.75	32.80	40.19	49.21	60.18	73.54	89.76	109.43
56	1.46	3.37	4.15	5.10	6.27	7.71	9.46	11.60	14.21	17.40	21.28	26.00	31.74	38.70	47.12	57.30	69.58	84.36	102.10
60	1.49	3.39	4.17	5.11	6.26	7.67	9.38	11.46	13.99	17.06	20.77	25.26	30.68	37.20	45.03	54.42	65.62	78.96	94.77
65	1.51	3.42	4.19	5.12	6.25	7.62	9.28	11.29	13.71	16.63	20.13	24.33	29.35	35.33	42.43	50.81	60.67	72.21	85.61

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = 9.00$$

Formulazione di Vesic per base poggiate su terreni sciolti (1975)

se $\varphi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}(\phi)} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 \cdot \text{sen}(\phi)}{3 \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \qquad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \qquad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \qquad I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \text{tg}(\phi))}$$

se $\varphi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- E_t modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo
- ν coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo
- α coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo (cioè $\alpha \neq 1$) il coefficiente di riduzione " α " assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \quad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\phi); \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Formulazione di Janbu per base poggiate su terreni sciolti (1976)

se $\phi \neq 0$ (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \left(\text{tg}(\phi) + \sqrt{1 + \text{tg}^2(\phi)} \right)^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \text{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$\vartheta = 60 + 0.45 \cdot Dr$$

dove " Dr " è la densità relativa del terreno.

se $\phi = 0$ (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 5.74$$

Formulazione di Terzaghi per base poggiate su roccia (1943)

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\phi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$\text{se } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \frac{3}{2} \cdot \pi + 1$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_c = 1.30$$

(fattori di forma)

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz per base poggiate su roccia (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_c = 1.30$$

(fattori di forma)

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_\alpha + \sigma_h \cdot \text{tg}(\delta)) \cdot P_{\text{lat}} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- χ_α adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità " z "
- σ_h tensione orizzontale alla generica profondità " z "

- δ angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- Π_{lat} perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- L sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " c_a " è correlata alla coesione " c " nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " c_u " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " ψ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove : } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$
$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " c " in N/cm², il coefficiente d'adesione " ψ " può assumere i seguenti valori:

Caquot-Kerisel (consigliato per pali trivellati)

$$\psi = \frac{100 + c_*^2}{100 + 7 \cdot c_*^2}$$

Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)

se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$

se $c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$

Whitaker-Cooke (consigliato per pali trivellati)

se $c_* \leq 2.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.90$

se $2.50 < c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.80$

se $5.00 < c_* \leq 7.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.60$

se $c_* > 7.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$

Woodward (consigliato per pali trivellati)

se $c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.90$

se $4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.60$

se $8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.50$

se $12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$

se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.30$

Viggiani e altri (consigliato per pali infissi)

se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 1.00$

se $5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.70$

se $10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.50$

se $15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$

se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.30$

Il valore della tensione orizzontale " σ_h " è correlato al valore della pressione verticale " σ_v " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " K_s " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " K_s " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Il programma permette di scegliere tra differenti teorie per il calcolo di K_s .

Opzione 1:

Metodo "Tomlinson (1971)"

K_s può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo " K_0 " fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva " K_p "; i valori proposti sono:

pali trivellati: $K_s = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$

pali infissi: $K_s =$ variabile da: $K_p = 1 + \text{tg}^2(\phi)$ in sommità fino a $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$ alla punta

Opzione 2:

Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile tra 2/3 e 1

pali infissi: $K_s = \alpha K_0$ con α variabile da 3/4, per compattazione del terreno trascurabile, fino a 2, nel caso di compattazione significativa.

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " δ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

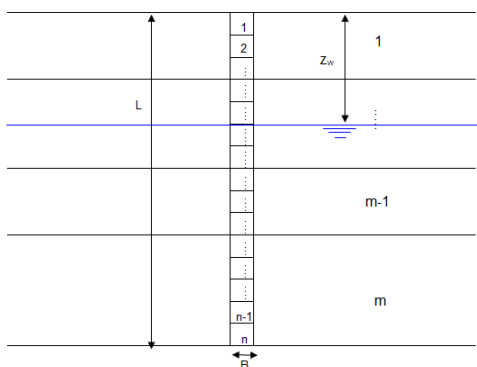
$$\delta = \arctg(\text{tg}(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \arctg\left(\frac{3}{4} \cdot \text{tg}(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

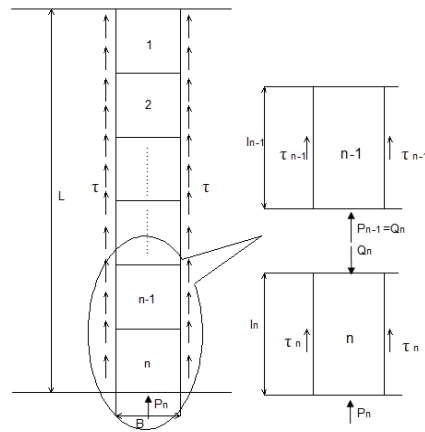
Per la determinazione del comportamento del palo singolo sottoposto a carichi applicati alla sommità, si fa riferimento all'approccio semiempirico delle curve di trasferimento (Coyle e Reese (1966)). Il metodo delle curve di trasferimento è basato su dati provenienti da prove di carico su pali strumentati; elaborando tali dati è possibile costruire le curve di trasferimento che legano la tensione tangenziale mobilizzata all'interfaccia palo-terreno lungo un concio del palo con lo spostamento relativo.

La curva di trasferimento si ottiene con una procedura che prevede i seguenti passi:

1. Suddivisione del palo in n conci



2. Definizione della resistenza limite del palo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche del terreno. In presenza di terreno stratificato la resistenza sarà uguale alla sommatoria delle resistenze limite di ogni strato di terreno attraversato dal palo.
3. Si assegna all'estremità inferiore del palo (concio n) un cedimento W_p .
4. Si considera la curva di trasferimento appropriata (carico alla punta-cedimento) in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di terreno presente e, noto il cedimento W_p , si ricava il carico alla punta P_n .



5. Si ipotizza che il cedimento alla base del concio W_p sia uguale al cedimento W_n che si verifica a metà del concio ($W_p = W_n$).
6. Con il valore di W_n si entra nell'appropriata curva di trasferimento (carico laterale-cedimento) e, nota la resistenza tangenziale limite, si ricava la tensione tangenziale mobilitata.
7. Il carico Q_n agente sulla sommità del concio n-esimo è dato da:

$$Q_n = P_n + t_n \pi B l$$

Dove:

$$l = \frac{L}{n}$$

8. Si calcola l'abbassamento elastico in corrispondenza della metà del concio n

$$V_n = \frac{Q_n + P_n}{2} \frac{2l}{\pi B^2 E_p}$$

9. Si somma il valore calcolato di V_n con il valore di cedimento W_p ipotizzato inizialmente:

$$W_n' = V_n + W_p$$

10. Se il valore W_n' differisce in maniera significativa dal valore di W_n si riparte da passo 3 entrando nella curva di trasferimento con il valore di W_n' .

11. Quando si ottiene la giusta convergenza si passa a considerare il concio (n-1) e così via fino ad arrivare alla testa del palo.

Il risultato di questa procedura è una curva carico-cedimento con la quale è possibile ricavare i cedimenti sulla base del carico applicato.

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- X elem. ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem. ordinata nel riferimento globale dell'elemento
- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa

- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)

- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)

- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo
- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)

- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto

- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico

-
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
 - S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
 - S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
 - S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
 - S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
 - S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
 - S. Torsionale sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

Valori di calcolo per le fondazioni profonde

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- S. Tagl. sollecitazione tagliante agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliante agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

PARAMETRI DI CALCOLO

Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale

Per elementi con micropali: Portanza di punta e laterale

Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:

Per terreni sciolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Per terreni lapidei: Terzaghi

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si

Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale Ks: Tomlinson

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50
 Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50
 Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50
 Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali trivellati:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u sismico): 1

- Coeff. R3 base: 1,35
- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15
- Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25

Fattore di correlazione: 1,70

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n. Neg.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito
1	da 0,0 a -300,0 cm	300,0 cm	001 / Argilla marnosa	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Argilla marnosa**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,900 E-3	2,000 E-3	2,500	250,000	250,000	60,0	0,500	0,40

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.				Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.				codice	codice
146,4	121,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	1	001				1	1; 1; 1
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						
20,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			

Palo **Asc. X'** **Ord. Y'**
n. cm cm
1 0,0 0,0

Elemento: 3 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
716,3	121,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	3	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa codice	Vin.piede codice
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm					
20,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	1	1; 1; 1

Palo **Asc. X'** **Ord. Y'**
n. cm cm
1 0,0 0,0

Elemento: 5 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
1408,7	121,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	5	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa codice	Vin.piede codice
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm					
20,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	1	1; 1; 1

Palo **Asc. X'** **Ord. Y'**
n. cm cm
1 0,0 0,0

Elemento: 7 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
2101,1	121,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	7	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa codice	Vin.piede codice
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm					
20,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	1	1; 1; 1

Palo **Asc. X'** **Ord. Y'**
n. cm cm
1 0,0 0,0

Elemento: 9 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.
2670,9	121,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	9	001

Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.	Svin.testa codice	Vin.piede codice
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm					
20,0	150,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00	1	1; 1; 1

Palo **Asc. X'** **Ord. Y'**
n. cm cm
1 0,0 0,0

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 0.285$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.580$, $c_{punta} = 2.500$

Port. lat. = 9424.8 daN, Port. punta = 6827.9 daN, P.P.Palo = 369.9 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-281.8	-7426.1	0,038	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-281.8	-2.6	1.8	0.0	0.0

Elemento: 3 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 0.285$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.580$, $c_{punta} = 2.500$

Port. lat. = 9424.8 daN, Port. punta = 6827.9 daN, P.P.Palo = 369.9 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-415.5	-7426.1	0,056	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-415.5	0.1	3.2	0.0	0.0

Elemento: 5 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 0.285$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.580$, $c_{punta} = 2.500$

Port. lat. = 9424.8 daN, Port. punta = 6827.9 daN, P.P.Palo = 369.9 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-29.6	-7426.1	0,004	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-29.6	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 7 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 0.285$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.580$, $c_{punta} = 2.500$

Port. lat. = 9424.8 daN, Port. punta = 6827.9 daN, P.P.Palo = 369.9 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-415.4	-7426.1	0,056	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-415.4	-0.1	3.2	0.0	0.0

Elemento: 9 - Palo singolo

$N_q = 1.000$, $\sigma_{punta} = 0.285$, $\phi = 0.0$, $N_c = 8.580$, $c_{punta} = 2.500$

Port. lat. = 9424.8 daN, Port. punta = 6827.9 daN, P.P.Palo = 369.9 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-281.9	-7426.1	0,038	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-281.9	2.6	1.8	0.0	0.0

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

Elemento: 1 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-216.8	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-216.8	-2.0	1.4	0.0	0.0

Elemento: 3 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-319.6	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-319.6	0.1	2.5	0.0	0.0

Elemento: 5 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-22.8	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-22.8	0.0	0.0	0.0	0.0

Elemento: 7 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-319.6	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-319.6	-0.1	2.5	0.0	0.0

Elemento: 9 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-216.8	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-216.8	2.0	1.4	0.0	0.0