

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI LECCE

Comuni:
Galatina e Galatone

Località "Santa Barbara"

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE - Potenza nominale **40.278,00 kWp in DC** e potenza in immissione di **34.000,00 kW in AC**

Codice Pratica Regione Puglia IPBXVW8

Sezione 0:

RELAZIONI GENERALI

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

N. Elaborato: 0.9

Scala: -

Committente

Galatina 1 S.r.l.

Via Francesco Scandone,4
Montella (AV) - 83048
P.IVA 03126150642
galatina1@legalmail.it

Amministratore Unico
Geom. Braccia Gerardo Carmine

Progettazione



sede legale e operativa
San Martino Sannita (BN) Località Chianarile snc Area Industriale
sede operativa
Lucera (FG) via Alfonso La Cava 114
P.IVA 01465940623
Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873



Progettista
Dott. Ing. Nicola FORTE



Rev.	Data	Elaborazione	Approvazione	Emissione	DESCRIZIONE
00	Agosto 2022	FB sigla	FB sigla	NF sigla	Emissione Progetto Definitivo
Nome File sorgente	FV.GAL01.C1.PD.0.9.R00.doc	Nome file stampa	FV.GAL01.C1.PD.0.9.R00.pdf	Formato di stampa	A4

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 1 di 15
---	-----------------------------	---	---

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	3
3.1	IDROGEOLOGIA	4
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	4
4.1	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI	4
4.2	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI PROFONDE	5
4.2.1	PORTANZA TRASVERSALE DEI PALI - ANALISI AD ELEMENTI FINITI	5
4.3	PERICOLOSITÀ SISMICA	5
5	SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	6
6	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI PROFONDE	7
6.1	ANALISI DEI PALI	8
6.2	CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA	9
6.3	CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE	9
6.4	RISULTATI FONDAZIONI PROFONDE	9
7	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI SUPERFICIALI	10
7.1	CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	11
7.1.1	CALCOLO DEI FATTORI N_c , N_q , N_f	11
7.1.2	CALCOLO DEI FATTORI DI FORMA S_c , S_q , S_r	12
7.1.3	CALCOLO DEI FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA D_c , D_q , D_r	12
7.1.4	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO I_c , I_q , I_r	12
7.1.5	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA B_c , B_q , B_r	13
7.1.6	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA G_c , G_q , G_r	13
7.1.7	CALCOLO DEI FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO Ψ_c , Ψ_q , Ψ_r	14
7.1.8	CORREZIONE PER FONDAZIONE TIPO PIASTRA	14
7.2	RISULTATI FONDAZIONI SUPERFICIALI	15

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 2 di 15
---	-----------------------------	---	---

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza nominale pari a 34 MW e potenza di picco pari a 40,28 MWp da installare nel comune di Galatina (LE) in località "S. Barbara", e con opere di connessione ricadenti nello stesso territorio comunale e solo marginalmente nel territorio del comune di Galatone.

Proponente dell'iniziativa è la società Galatina 1 S.r.l. con sede a Montella (AV) in Via Francesco Scandone 4.

L'impianto fotovoltaico è costituito da 76720 moduli in silicio policristallino ognuno di potenza pari a 525 Wp. I moduli fotovoltaici sono montati su una struttura in acciaio zincato ancorata al terreno. Tali moduli sono collegati tra di loro in modo da costituire stringhe. L'impianto è organizzato in gruppi di stringhe collegati alle cabine di campo. L'impianto è suddiviso in 4 campi: i campi denominati 1-2-3-4 sono delimitati a Nord/Est dalla SP18 e a Sud/Ovest dalla SP294.

L'energia elettrica viene prodotta da ogni gruppo di moduli fotovoltaici in corrente continua e viene trasmessa all'inverter che provvede alla conversione in corrente alternata. Ogni inverter è posto all'interno di una cabina di campo all'interno della quale è ubicato il trasformatore MT/BT.

Le linee MT in cavo interrato collegheranno fra loro le cabine di campo e quindi proseguiranno alla cabina di raccolta prevista all'interno dell'area campo 4. Dalla cabina di raccolta si svilupperà il collegamento in cavo interrato MT a 30 kV per il trasferimento dell'energia prodotta alla sottostazione di trasformazione di utenza (150/30 kV) prevista all'interno di un'area condivisa con altri produttori che si collegherà in antenna a 150 kV con la futura stazione Terna "Galatina" RTN 380/150 kV da connettere in entra-esce alla linea RTN a 380 kV "Galatina – Taranto Nord".

La presente relazione geotecnica riguarda la modellazione geotecnica del "volume significativo" che interessa i siti di realizzazione dell'impianto.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati dalle indagini, i cui risultati sono evidenziati nella relazione "Relazione geologica preliminare" a firma del geologo Stefano Finamore.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica

- Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 3 di 15
---	-----------------------------	---	---

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

- **Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica”** - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come specificato nella relazione geologica preliminare per la definizione della successione stratigrafica del terreno, nonché per risalire alle caratteristiche geologiche e morfologiche dell'area in esame, ci si è basati sulla base dei dati ottenuti dai sondaggi geognostici pregressi effettuati in aree adiacenti al sito in esame, sulle osservazioni dirette di campagna, opportunamente completate dai dati e sulle notizie ricavate dalla cartografia ufficiale, dalla letteratura tecnico-scientifica e della banca dati del Servizio Geologico d'Italia.

Dal punto di vista geologico-litostratigrafico, gran parte dell'impianto insiste su sabbie calcaree poco cementate e sabbie argillose grigio-azzurre (Q¹-P³), e parzialmente sui calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a fatturazione irregolare, calcari grigi spesso vacuolari (C7-6).

Nel primo caso, la situazione litostratigrafica e geomeccanica presenta, tre complessi principali di terreno:

1° Complesso, più superficiale, con spessore medio di 0.40 metri, costituito da terreno vegetale, rosso brunastro, di natura limoso-argilloso-sabbiosa, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

Riferimento	γ kN/m ³	ϕ °	C' kN/m ²	Cu kN/m ²
da letteratura	16.00	20.00	10.00	30.00

2° Complesso, con spessore medio di 2.50 metri, costituito da sabbie calcaree, limoso argillose, poco cementate, giallastre dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

Riferimento	γ kN/m ³	ϕ °	C' kN/m ²	Cu kN/m ²
da letteratura	17.00	30.00	20.00	50.00

3° Complesso, oltre la profondità media di 3.00 metri, costituito da calcarenite, generalmente porosa, fratturate ed alterate, giallastre, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

Riferimento	γ kN/m ³	ϕ °	C' kN/m ²	Cu kN/m ²
Letteratura	19.00	38.00	35.00	100.00

Nel secondo caso la situazione litostratigrafica e geomeccanica presenta tre complessi principali di terreno:

1° Complesso, più superficiale, con spessore medio di 0.40 metri, costituito da terreno vegetale, rosso brunastro, di natura limoso-argilloso-sabbiosa, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

Riferimento	γ kN/m ³	ϕ °	C' kN/m ²	Cu kN/m ²
da letteratura	16.00	20.00	10.00	30.00

2° Complesso, con spessore medio di 8.50 metri, costituito da calcare vacuolare, di colore bianco

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 4 di 15
---	-----------------------------	---	---

grigiastro, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<i>Riferimento</i>	γ kN/m ³	φ °	C' MPa	Cu MPa
S1 C2 7.00 m PE Latiano-Mesagne	24.80	53.10	4.43	22.30

3° Complesso, oltre la profondità media di 9.00 metri, costituito da calcare compatto micritico, colore biancastro, dotato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

<i>Riferimento</i>	γ kN/m ³	φ °	C' MPa	Cu MPa
S1 C3 13.50 m PE Latiano-Mesagne	24.10	52.50	1.23	23.53

3.1 Idrogeologia

Dalle informazioni riportate nella relazione geologica si evince che non è presente una falda superficiale che possa interessare il volume significativo delle opere.

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Ai fini della determinazione dell'azione sismica come evidenziato nella "Relazione geologica preliminare" sono stati adoperati i risultati di indagini sismiche pregresse, dalle quali è possibile classificare il profilo stratigrafico di categoria: **A [Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi]**.

4.1 Modellazione geotecnica fondazioni superficiali

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

La modellazione del suolo come letto di molle alla Winkler prevede la definizione delle costanti di sottofondo del terreno che vengono definite tramite la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm (i valori assunti sono definiti sulla base di letteratura ufficiale (Rif. *Fondazioni C. Viggiani, 2003*);

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 5 di 15
---	-----------------------------	---	---

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

4.2 Modellazione geotecnica fondazioni profonde

4.2.1 Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

4.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe delle opere e la vita nominale, in particolare è stata considerata una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Tabella 1 - parametri di pericolosità sismica sito di interesse

Stato Limite	T_r [t]	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T'_c [s]	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]
			S_s	C_c					
SLO	30	0,0145	1,000	1,000	2,396	0,160	0,053	0,160	1,658
SLD	50	0,0194	1,000	1,000	2,392	0,214	0,071	0,214	1,678
SLV	475	0,0522	1,000	1,000	2,382	0,514	0,171	0,514	1,809
SLC	975	0,0668	1,000	1,000	2,494	0,548	0,183	0,548	1,867

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 6 di 15
---	-----------------------------	---	---

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T_c^*	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

- a_g/g** Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s** Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c** Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F_0** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^*** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B** Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c** Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D** Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

5 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

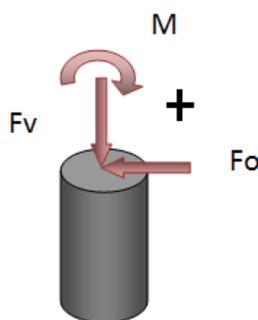
La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste **fondazioni indirette** per i tracker del campo fotovoltaico e **fondazioni dirette** per le cabine.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 7 di 15
---	-----------------------------	---	---

6 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI PROFONDE

Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione (plinto circolare ad elevata rigidità come riportato nella relazione tecnica di calcolo strutturale) e per la posizione dei pali (distribuiti lungo una circonferenza a ridosso del bordo esterno del plinto) si esclude la verifica a stabilità globale.

Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



Convenzione positiva dei carichi

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa **A_i+M_i+R_i** dove con A_i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con M_i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e R_i quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito; il valore caratteristico della resistenza R_{c,k} (o R_{t,k}) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate R_{c,cal} (R_{t,cal}) i fattori di correlazione ξ riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero n di verticali di indagine

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	8 di 15

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

6.1 Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_l / \eta_l + W_p$$

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 9 di 15
---	-----------------------------	---	---

6.2 Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

6.3 Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

6.4 Risultati fondazioni profonde

Per quanto concerne il sistema terreno-fondazione, l'opera in esame prevede che le strutture metalliche verticali siano infisse nel terreno, pertanto, le verifiche sono condotte in accordo a quanto specificato dal § 6.4.3.1 del D.M. 17/01/2018 per gli SLU per le fondazioni profonde. Al fine di poter utilizzare le classiche formule statiche per i pali infissi, la sezione dei profili impiegati per le colonne verticali viene ricondotta ad un palo equivalente il cui perimetro della sezione è uguale al perimetro della sezione della colonna verticale.

Dai risultati dell'analisi si ottengono i seguenti risultati per verifiche a carichi verticali e trasversali:

Tabella 2 - carico limite verticale

$N_{d,comp}$ [kN]	$N_{d,traz}$ [kN]	$R_{d,tot}$ [kN]	$R_{lat,traz}$ [kN]	CS_{totale}	$CS_{trazione}$
37,36	-9,17	43,9	-31,9	1,17	3,47

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	10 di 15

Tabella 3 - carico limite orizzontale

infissione [m]	F _e [kN]	F _d [kN]	CS
2,5	32,29	35,89	1,11

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche è pari a **250 cm**.

In fase di progettazione esecutiva, la lunghezza di infissione delle colonne verticali, potrà essere ottimizzata prescrivendo delle prove di carico su pali pilota. Qualora la profondità di infissione desunta anche dalle prove fosse “significativa” si valuterà l’adozione di un altro tipo di fondazione.

7 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI SUPERFICIALI

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ _F (o γ _E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ _{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G ₂	Favorevole	γ _{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

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

Tabella 5 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II del D.M. 2018

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ _M	M1	M2
Tangente dell’angolo di resistenza a taglio	tanφ _k	γ _φ	1,00	1,25
Coesione efficace	c’ _k	γ _{c’}	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c _{uk}	γ _{cu}	1,00	1,40
Peso dell’unità di volume	γ _γ	γ _γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell’elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	11 di 15

Tabella 6 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Tabella 6.4.I del D.M. 2018

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

7.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:

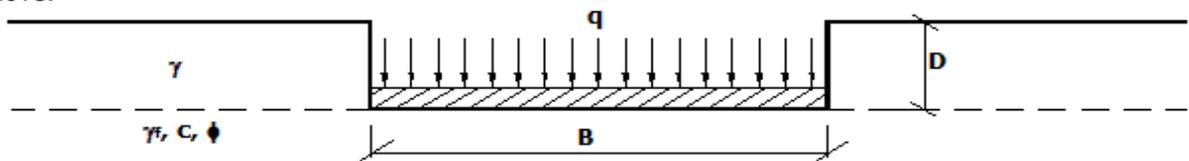


Figura 1 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.1 Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Tabella 7 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)		Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$N_c = 2 + \pi$		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$	
$N_q = 1$		$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$	
$N_\gamma = 0$	se $\omega = 0$		

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	12 di 15

$N_y = -2 \cdot \sin \omega$	se $\omega \neq 0$	$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$
------------------------------	--------------------	---

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

7.1.2 Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_γ

Tabella 8 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

7.1.3 Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg \left(\frac{D}{B'} \right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Tabella 9 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

7.1.4 Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

Tabella 10 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	13 di 15

$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

7.1.5 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_y

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Tabella 11 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_y = b_q / \cos \omega$	$b_y = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$

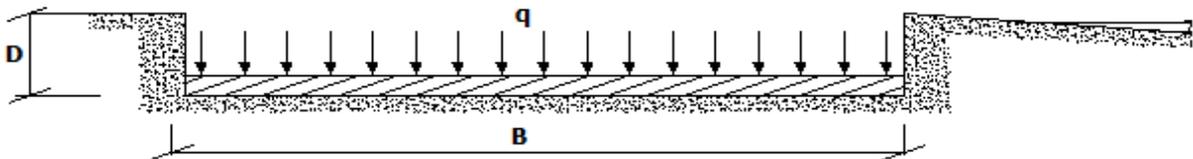


Figura 2 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.6 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_y

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Tabella 12 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_y = 1$	$g_y = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C1.PD.0.9
		Data creazione	28/08/2022
		Data ultima modif.	31/08/2022
		Revisione	00
		Pagina	14 di 15

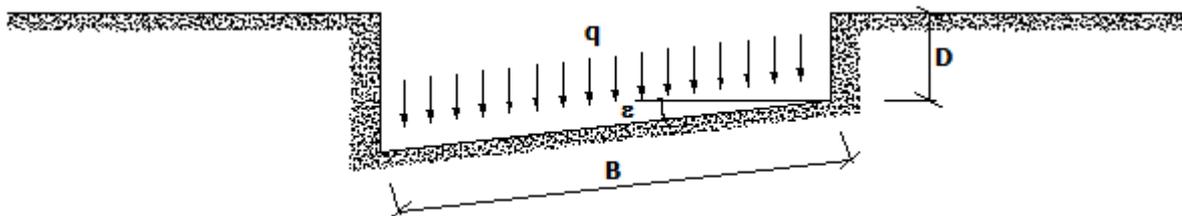


Figura 3 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.7 Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Tabella 13 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

7.1.8 Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

Tabella 14 - fattori correttivi formula del carico limite

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C1.PD.0.9 28/08/2022 31/08/2022 00 15 di 15
---	-----------------------------	---	--

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “ $B \cdot N_v$ ” è predominante. Grafici sintetici fondazioni superficiali.

7.2 Risultati fondazioni superficiali

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito riportati i risultati sotto forma di grafici sintetici. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda, pertanto la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS > 1$.

Di seguito i risultati maggiormente significativi:

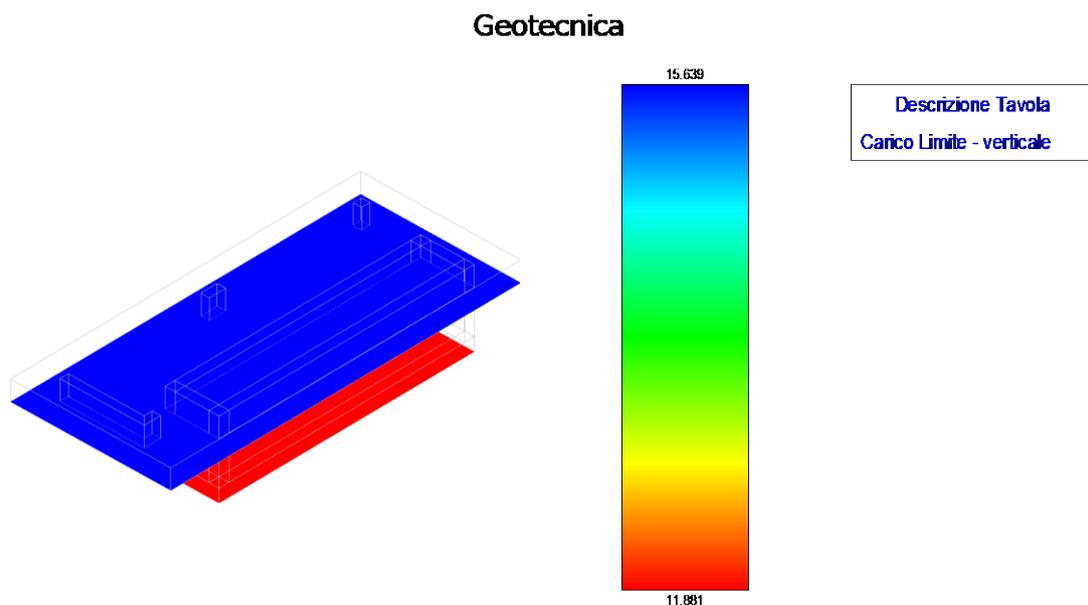


Figura 4 - carico limite - cabina di raccolta