

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI LECCE

Comune:
Galatina

Località "La Lama"

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE - Potenza nominale **11.970,00 kWp in DC** e potenza in immissione di **9.980,00 kW in AC**

Codice Pratica Regione Puglia **FWSK078**

Sezione 0:

RELAZIONI GENERALI

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

N. Elaborato: **0.9**

Scala: -

Committente

Galatina 3 S.r.l.

Via Francesco Scandone, 4
Montella (AV) - 83048
P.IVA 03105260644
galatina3@legalmail.it

Legale Rappresentante

Geom. Braccia Gerardo Carmine

Progettazione



sede legale e operativa

San Giorgio Del Sannio (BN) via de Gasperi 61

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



01	Ottobre 2021	SC	FB	NF	Voltura Societaria
00	Agosto 2021	SC	FB	NF	Emissione Progetto Definitivo
Rev.	Data	sigla	sigla	sigla	DESCRIZIONE
		Elaborazione	Approvazione	Emissione	
Nome File sorgente	FV.GAL01.C3.PD.0.9.R01.doc	Nome file stampa	FV.GAL01.C3.PD.0.9.R01.pdf	Formato di stampa	A4

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 1 di 14
---	-----------------------------	---	--

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	3
3.1	IDROGEOLOGIA	3
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	3
4.1	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI	3
4.2	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI PROFONDE	4
4.2.1	PORTANZA TRASVERSALE DEI PALI - ANALISI AD ELEMENTI FINITI	4
4.3	PERICOLOSITÀ SISMICA	5
5	SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	5
6	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI PROFONDE	6
6.1	ANALISI DEI PALI	7
6.2	CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA	8
6.3	CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE	8
6.4	RISULTATI FONDAZIONI PROFONDE	8
7	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
7.1	CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	10
7.1.1	CALCOLO DEI FATTORI N_c , N_q , N_f	10
7.1.2	CALCOLO DEI FATTORI DI FORMA s_c , s_q , s_f	11
7.1.3	CALCOLO DEI FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA d_c , d_q , d_f	11
7.1.4	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO i_c , i_q , i_f	11
7.1.5	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA b_c , b_q , b_f	12
7.1.6	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA g_c , g_q , g_f	12
7.1.7	CALCOLO DEI FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO ψ_c , ψ_q , ψ_f	13
7.1.8	CORREZIONE PER FONDAZIONE TIPO PIASTRA	13
7.2	RISULTATI FONDAZIONI SUPERFICIALI	14

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 2 di 14
---	-----------------------------	---	--

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza nominale pari a 9,98 MW e potenza di picco pari a 11,97 MWp da installare nel comune di Galatina (LE) in località "La Lama", e con opere di connessione ricadenti tutte nello stesso territorio comunale.

Proponente dell'iniziativa è la società Galatina 3 S.r.l. con sede a Montella (AV) in Via Francesco Scandone, 4.

L'impianto fotovoltaico è costituito da 22792 moduli in silicio policristallino ognuno di potenza pari a 525 Wp. Tali moduli sono collegati tra di loro in modo da costituire stringhe da 28 moduli. Ogni coppia di stringhe è montata su una struttura in acciaio zincato ancorata al terreno. L'impianto è organizzato in gruppi di stringhe collegati alle cabine di campo. A sua volta l'impianto è suddiviso in due aree distanti tra di loro circa 700 m in linea d'aria. Un'area è prossima alla SP18, l'altra area campo è posta in prossimità della strada vicinale "Le Longhe". Le due aree campo saranno delimitate da recinzione perimetrale e provviste di cancelli di accesso.

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 10 cabine di campo e quindi proseguiranno alla cabina di raccolta prevista all'interno dell'area campo prossima alla strada vicinale "Le Longhe". Dalla cabina di raccolta si svilupperà una linea MT interrata per il trasferimento dell'energia alla cabina di consegna lato utente. In adiacenza a quest'ultima è prevista la cabina di consegna lato Enel a partire dalla quale si svilupperà una linea MT in gran parte in cavo aereo che trporterà l'energia prodotta dall'impianto fotovoltaico vero la Cabina Primaria "Collemeto" esistente.

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 Domenico Caricati.

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)

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 3 di 14
---	-----------------------------	---	--

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

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, sono stati effettuati dei sopralluoghi e dei rilievi. Tali attività, unitamente alle informazioni di carattere bibliografico reperite ed acquisite tramite la consultazione di cartografie esistenti, hanno permesso di definire la situazione geologica di superficie.

I dati riportati nella bibliografia specializzata (Cotecchia et Al., 1985) e correlati a prove geofisiche eseguite in aree limitrofe, consentono di attribuire a tali termini litologici le caratteristiche tecniche riportate nella seguente tabella:

	ϕ (°)	Cu (kg/cmq)	γ (gr/cm ³)	η
Calcari	32	0.05	2.2	0.43

ϕ = angolo di attrito; Cu = coesione non drenata; γ = peso per unità di volume;
 η = coefficiente di poisson

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 rigidità 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.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 4 di 14
---	-----------------------------	---	--

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*):

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

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

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 rigidezza 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.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	5 di 14

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 particola 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.
- 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

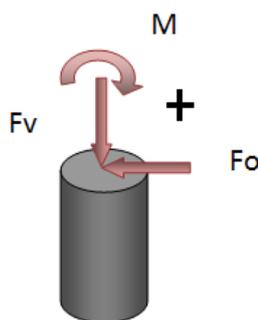
La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste **fondazioni indirette** per i tracker del campo fotovoltaico e **fondazioni dirette** per le cabine.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 6 di 14
---	-----------------------------	---	--

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

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.GAL01.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 7 di 14
---	-----------------------------	---	--

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.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 8 di 14
---	-----------------------------	---	--

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

$$\tau_a = c_a + \sigma_{tg}\delta$$

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}	$CS_{trazione}$
37,48	-9,05	37,5	-25,8	1,00	2,86

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.GAL01.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	9 di 14

Tabella 3 - carico limite orizzontale

infissione [m]	F _e [kN]	F _d [kN]	CS
2,8	32,29	35,89	1,11

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche è pari a **280 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.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	10 di 14

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:

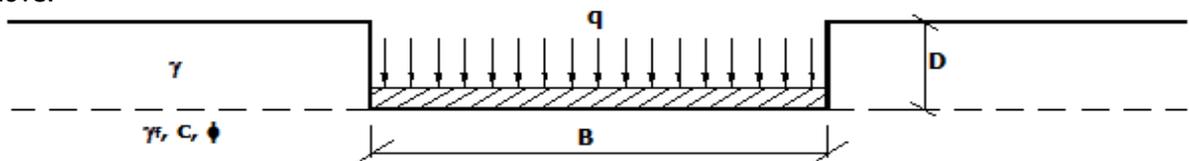


Figura 1 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

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.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	11 di 14

$N_y = -2 \cdot \sin \omega$	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_y

Tabella 8 - fattori correttivi formula del carico limite

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

con $B'/L' < 1$.

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

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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_y = 1$	$d_y = 1$

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

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.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	12 di 14

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

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 bc, bq, by

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:

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

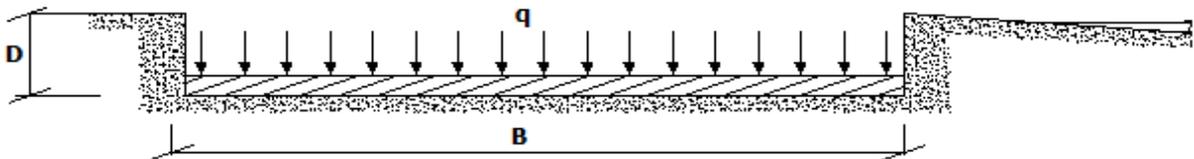


Figura 2 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.6 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa gc, gq, gy

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.C3.PD.0.9
		Data creazione	06/08/2021
		Data ultima modif.	18/01/20221
		Revisione	01
		Pagina	13 di 14

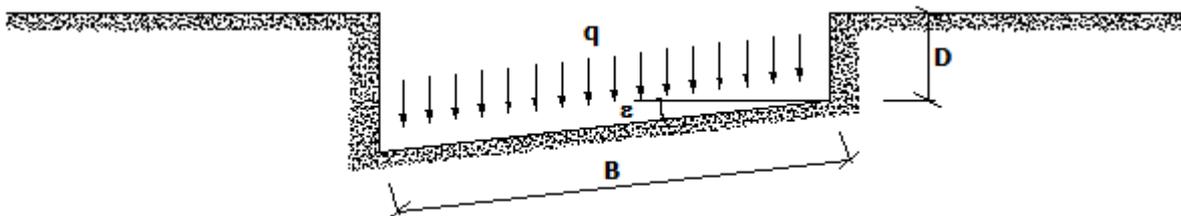


Figura 3 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

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.C3.PD.0.9 06/08/2021 18/01/20221 01 14 di 14
---	-----------------------------	---	---

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “ $B \cdot N_{\gamma}$ ” 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:

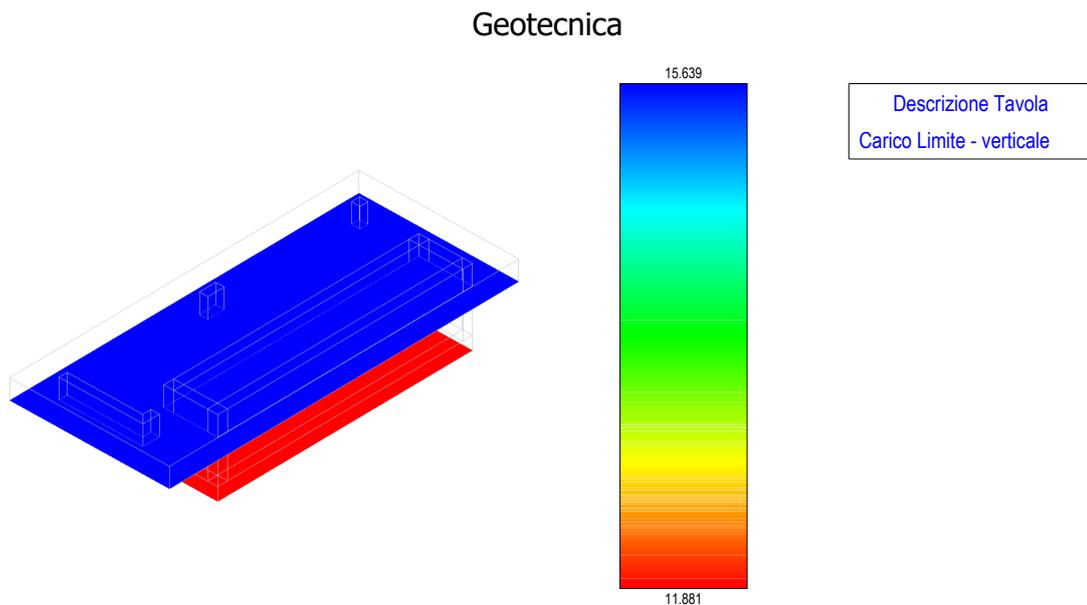


Figura 4 - carico limite - cabina di raccolta