



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO NEL TERRITORIO COMUNALE DI SAN GIULIANO DI PUGLIA (CB) E SANTA CROCE DI MAGLIANO (CB)

PROGETTO DEFINITIVO

prima emissione: luglio 2021

REV.	DATA	DESCRIZIONE:
1	mag 2022	

PROGETTAZIONE



via Volga c/o Fiera del Levante Pad.129 - BARI (BA)
ing. Sebanino GIOTTA - ing. Fabio PACCAPELO
ing. Francesca SACCAROLA - geom. Raffaella TISTI



ARCHITETTURA E PAESAGGIO

VIRUSDESIGN®

arch. Vincenzo RUSSO
via Puglie n.8 - Cerignola (FG)



IMPIANTI ELETTRICI

ing. Roberto DI MONTE



GEOLOGIA

geol. Pietro PEPE

ACUSTICA

ing. Francesco PAPEO

ARCHEOLOGIA

dr.ssa archeol. Domenica CARRASSO

DOMENICA CARRASSO
Via G. Marconi, 19
70017 PUTIGNANO (BA)
C. F. CRR DNC 89144 A148J
P. IVA 08138180724

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr.ssa Lucia PESOLA - dr. Rocco LABADESSA



ASPETTI FAUNISTICI

dott. nat. Fabio MASTROPASQUA



PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI

R.5 RELAZIONE GEOTECNICA, SISMICA E DI COMPATIBILITÀ AL PAI



INDICE

1. PREMESSE	1
1.1. <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</i>	1
1.2. <i>LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI</i>	2
1.3. <i>CARATTERI IDROGEOLOGICI</i>	2
1.4. <i>SISMICITA'</i>	3
1.5. <i>INDAGINI INDIRETTE</i>	4
2. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	6
3. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	7
3.1. <i>CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE</i>	7
3.1.1. Resistenza alla punta	7
3.1.2. Resistenza laterale del fusto	8
3.2. <i>CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	8
4. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	12
5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	14

1. PREMESSE

Nella presente relazione vengono esaminati gli aspetti geotecnici di un'area interessata dalla costruzione di un Parco Eolico da realizzarsi all'interno del territorio comunale di San Giuliano di Puglia (CB) per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile (vento) e l'immissione dell'energia prodotta, attraverso un'opportuna connessione, nella Rete di Trasmissione Nazionale (RTN).

Lo studio ha lo scopo di identificare, classificare e definire puntualmente le caratteristiche geotecniche delle unità litostratigrafiche delle aree di sedime interessate dalle opere in progetto.

Il progetto prevede la costruzione di n. 11 aerogeneratori della potenza unitaria di 6.2 MW, per una potenza complessiva di 68.2 MW, sorrette da una platea di fondazione circolare in calcestruzzo armato gettato in opera del diametro di 29 m (altezza variabile da 130 cm a 260 cm) su n. 16 pali trivellati di profondità di circa 25 m e diametro pari a 120 cm. È inoltre prevista la realizzazione di vani tecnici realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera, ovvero di una cabina di trasformazione/elevazione MT/AT 30/150 kV e sottostazione elettrica consegna (o SSE).

Per definire la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la scelta ottimale del tipo di fondazione delle opere del progetto sono stati utilizzati i dati geologici, geotecnici ed idrogeologici rilevabili anche dalla bibliografia disponibile per il territorio in esame.

1.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La superficie interessata dallo studio ricade nel F° 155 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (San Severo) redatta dal Servizio Geologico Nazionale. Dal punto di vista geologico generale, il sito in esame è parte integrante dei terreni situati tra i rilievi collinari ai margini orientali dell'Appennino meridionale molisano, a E di San Giuliano di Puglia, caratterizzato da una morfologia dolce con ampie spianate, pianalti, debolmente inclinati verso N-NE, che digradano verso la costa raccordandosi con la piana del Tavoliere, intervallati da ampie valli, con versanti dolci e poco inclinati, incise dai principali corsi d'acqua e dai loro affluenti minori.

Dal punto di vista geologico-strutturale, l'area oggetto di studio si trova in prossimità del limite Catena-Avanfossa dell'Appennino meridionale: i differenti domini strutturali che li caratterizzano sono da riferirsi rispettivamente agli assetti stratigrafico-strutturali del margine esterno della Catena e a quelli dell'Avanfossa (Fossa bradanica).

Nell'area del territorio comunale di San Giuliano di Puglia sono presenti, dal termine più antico a quello più recente, i seguenti terreni:

- M¹O "ARGILLITI VARICOLORI" arenarie giallastre con intercalazioni di calcareniti e di argille verdi; alternanze di argilliti varicolori, prevalentemente rosse, con strati di diaspri neri e rossigni, di calcari a lepydocyclina e con concrezioni manganesifere.
- (Miocene inferiore-Oligocene)
- M³⁻¹ "FORMAZIONE DELLA DAUNA" superiormente calcari organogeni bianchi litoidi, con intercalazioni di calcare bianco pulverulento e straterelli di calcareniti compatte o fogliettate; nella parte media, marne calcaree beige con lenti e solette di selce bruna alternati con argille siltose grigiastre; nella parte inferiore, arenarie quarzose giallastre con intercalazioni di calcareniti con marne argillose verdine, che si rinvengono anche come intercalazioni tra strati calcareo arenaceo o marnoso della parte alta delle "Argilliti varicolori". (Serravalliano-Langhiano-Aquitano).
- M⁴ "CALCARENITI DI TOPPO CAPUANA" Marne grigie con rare intercalazioni, verso la base di calcari arenacei. (Miocene-Pliocene)
- P²M⁵ "FORMAZIONE DELLA TONA" Argille siltose grigio-azzurrine, con intercalazioni di argille sabbiose. (Pliocene)

- fl¹ Coperture fluvio-lacustri dei pianalti e del I ordine di terrazzi: ghiaie più o meno cementate, livelli lentiformi travertinosi con impronte di piante e gasteropodi, argille sabbiose, sabbie, calcari pulverulenti bianchi, ricoperti in generale da “terre nere” ad alto tenore humico (paleosuolo forestale). (Pleistocene)
- a/dt Ghiaie, sabbie e argille dei fondovalle attuali (a). Detrito di falda e frana (dt). (Olocene).

La tettonica generale, di superficie è piuttosto semplice. Dal punto di vista tettonico, la zona risulta abbastanza tranquilla, priva di disturbi. I depositi presentano un assetto pressoché orizzontale con una debole pendenza verso NE e E, e sono stati interessati solo dal fenomeno di sollevamento generale, avvenuto nel tardo Pleistocene.

1.2. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

Dal punto di vista geomorfologico generale l'area si trova nella fascia collinare, di raccordo tra i rilievi appenninici molisani, e la costa, raccordandosi con la piana del Tavoliere.

Gli elementi morfologici sono direttamente connessi ai caratteri litologici ed agli assetti tettonici dell'area.

L'orografia dell'area appenninica, caratterizzata da una morfologia dolce con ampie spianate, pianalti, debolmente inclinati verso N-NE, che digradano verso la costa raccordandosi con la piana del Tavoliere, con quote comprese tra 550 e 200 metri slm, intervallati da ampie valli, con versanti dolci e poco inclinati, incise dai principali corsi d'acqua, T. Saccione, T. Fortore, T. Manara e T. Sapestra e dai loro affluenti minori.

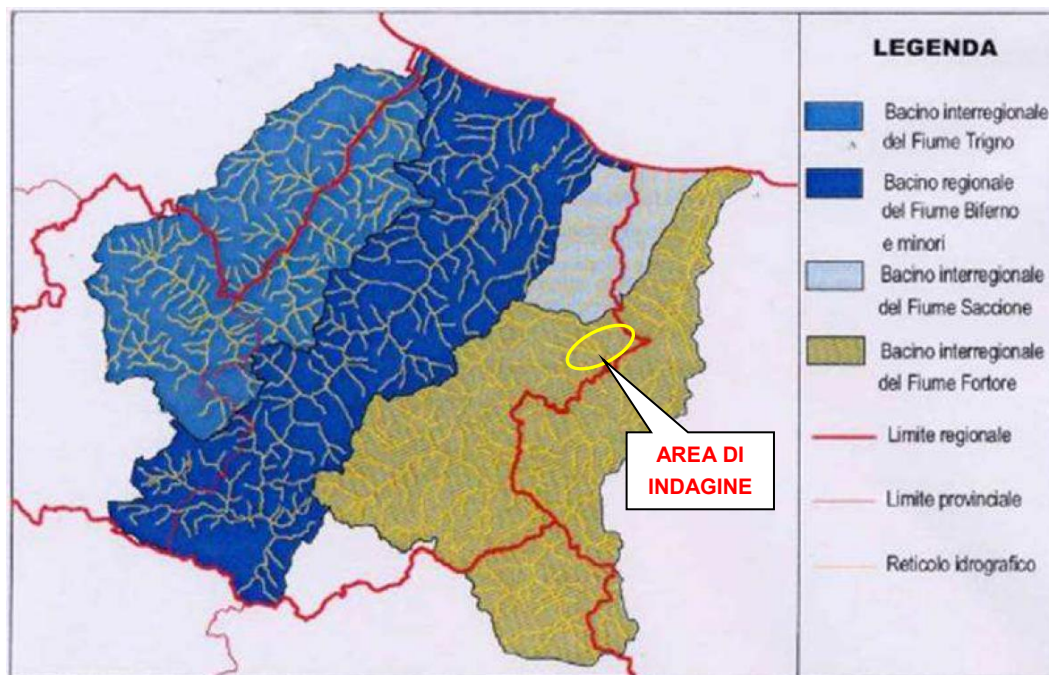
1.3. CARATTERI IDROGEOLOGICI

Dal punto di vista idrogeologico, la permeabilità è strettamente condizionata dalla situazione litostratigrafica. Si possono pertanto definire diverse unità idrogeologiche.

L'unità idrogeologica principale, l'acquifero poroso superficiale, è rappresentata dai depositi di copertura quaternaria in cui sono incise le ampie valli dei corsi d'acqua principali. Tale unità, che presenta uno spessore di circa 20 m, è costituita da una successione di terreni sabbioso-ghiaioso-ciottolosi, permeabili ed acquiferi con intercalazione di livelli argilloso-siltosi a minore permeabilità.

In questa unità l'acqua si rinviene essenzialmente in condizioni di falda libera e coincide, nella parte alta, con la zona di preferenziale ricarica.

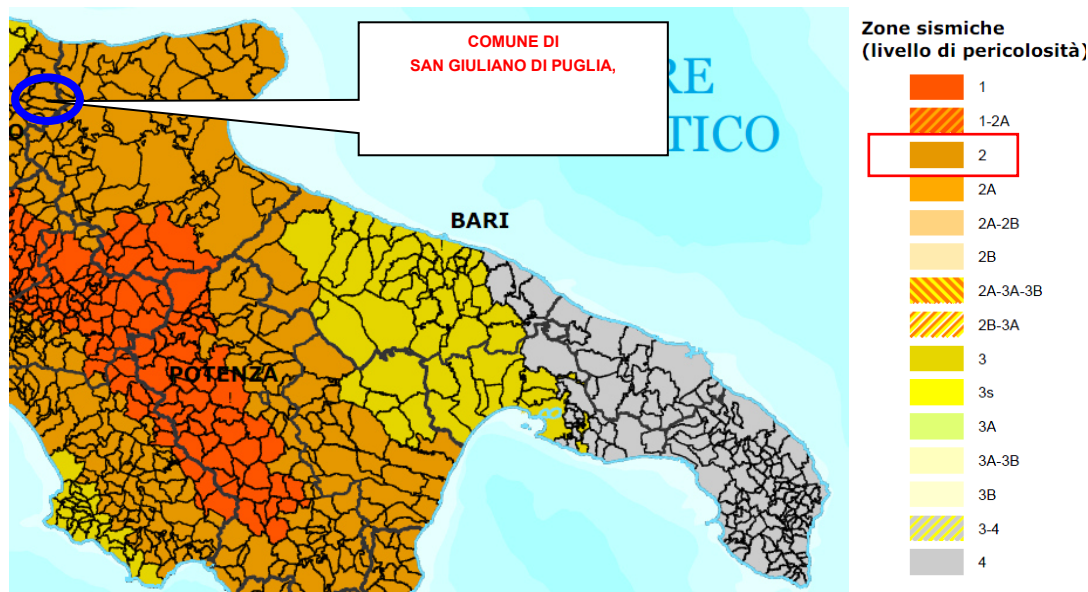
È possibile individuare sul territorio due fasce con caratteristiche di permeabilità sensibilmente differenti. La fascia collinare dei complessi argilloso marnoso in facies di flysch la fascia verso costa a cui possono essere assimilate anche le coperture vallive alluvionali intramontane caratterizzate da depositi alluvionali. Le diversità litologiche, e strutturali, condizionano i caratteri idrogeologici in quanto controllano i processi di infiltrazione e la circolazione sotterranea. Acquiferi di modesta entità possono essere rinvenuti in corrispondenza delle alluvioni terrazzate o dei livelli sabbioso-arenacei sovrapposti a litologie argillose. In corrispondenza dell'affioramento dei materiali argillosi la permeabilità è da bassa a nulla ad eccezione dei livelli arenaci o calcarenitici che danno origine a piccole emergenze collegate a falde locali. Le litologie argillose sono caratterizzate da permeabilità molto bassa che favorisce un deflusso superficiale su un reticolo fluviale di tipo detritico.



Stralcio del piano per l'assetto idrogeologico del bacino regionale del Fiume Biferno e minori.

1.4. SISMICITA'

Il comune di San Giuliano di Puglia, ricade in zona sismica 2 (grado di sismicità medio-alto). In quanto tale, risulta assoggettata alla normativa antisismica.

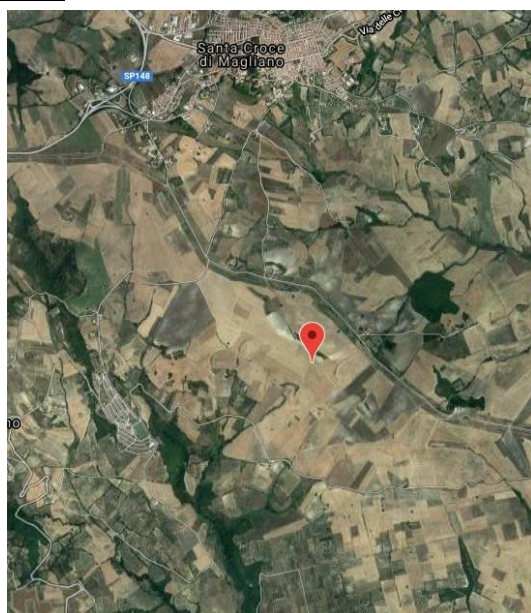


Classificazione sismica 2012 - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003

Alla luce delle attuali conoscenze si ritiene che non si pongono particolari problemi alla realizzazione dell'opera in oggetto. Naturalmente si terrà conto di quanto riportato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni del Gennaio 2018 che all'opera si deve attribuire un'accelerazione massima orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni maggiore di 0.05 g, pari ad un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico sulla formazione di base (suoli di categoria "A") pari ad $a_g=0.15g$.

si riportano i parametri di pericolosità sismica dell'area in esame, facendo riferimento al punto in cui è prevista la realizzazione della pala denominata n.1:

PALA 1



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
41.69094088	14.99334929			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
41.692648	14.994215			
Altitudine (mt)	562			
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti			
Vita Nominale Struttura	50			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.058	2.442	0.288
Danno	50	0.077	2.488	0.290
Salvaguardia Vita	475	0.209	2.466	0.340
Prevenzione Collasso	975	0.275	2.446	0.350

Parametri di pericolosità sismica

1.5. INDAGINI INDIRECTE

Le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17/01/2018 prevedono la classificazione del sito di progetto in funzione sia della velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde di taglio (V_s) che

della profondità del substrato rigido. A tale scopo sono state definite n. 5 differenti categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E) ad ognuna delle quali è associato uno specifico spettro di risposta elastico.

Siffatto sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del sottosuolo è basato sul parametro Vs-eq, ovvero sul valore della velocità di propagazione delle onde di taglio dei terreni di copertura del substrato rigido, mediato in funzione dello spessore degli stessi.

Per ottenere i dati funzionali a classificare i siti di progetto ai fini della risposta sismica ed assegnare le rispettive categorie di suolo, così come definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, saranno eseguite indagini specifiche per calcolare il parametro VS,eq (e, di conseguenza, caratterizzare i siti in una delle Categorie di sottosuolo definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Basandosi su dati di indagini sismiche eseguite in passato sugli stessi terreni, si ha che i terreni in esame sono classificabili nell'ambito della categoria C.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

2. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI

Il modello geologico locale è stato ricostruito attraverso le attività di rilevamento geologico e l'analisi dei dati pregressi disponibili.

I terreni interessati dalle opere di fondazione sono costituiti dal complesso delle argille varicolori: considerata la eterogeneità di tali materiali i parametri geotecnici di riferimento sono da considerarsi nell'ambito di un range che andrà poi ristretto a seguito delle indagini sito specifiche che saranno eseguite in fase di progettazione esecutiva. Ad ogni modo di seguito si riportano i parametri di riferimento:

Parametro calcolato	Argille varicolori
Modulo di Poisson	0,40– 0,45
Densità naturale (gr/cm ³)	1,8 – 2
Coefficiente di sottofondo verticale statico (daN/cm ³)	4,5 – 5,5
Coefficiente di sottofondo verticale dinamico (daN/cm ³)	4 - 5
Coefficiente di sottofondo orizzontale (daN/cm ³)	3 - 4
Modulo edometrico (Mpa)	7 - 10
Angolo di attrito interno (°)	20° - 25°
Coesione drenata (kPa)	18 - 22
Coesione non drenata (kPa)	130 - 150

3. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano nel seguito le formulazioni teoriche che saranno adottate per le verifiche geotecniche del progetto esecutivo.

3.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE

È prevista la realizzazione di strutture di fondazione di tipo profondo quali pali trivellati del diametro ϕ 1000 e lunghezza pari a 25 m.

La valutazione del carico limite verticale a **compressione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- resistenza alla punta (alla base) Q_P ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale Q_L ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = Q_P + Q_L$$

Anche la valutazione del carico limite verticale a **trazione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- peso proprio del palo W_P ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale Q_L ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = W_P + Q_L$$

3.1.1. Resistenza alla punta

La resistenza alla punta del palo è fornita dall'espressione:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c + \eta\bar{q}N'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma s_\gamma)$$

dove

A_p (superficie della punta del palo) = $(\pi * D^2/4)$

γ = peso di volume del terreno

c = coesione

B = larghezza della punta del palo

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

q = sforzo verticale efficace agente (pressione geostatica) alla profondità a cui è posta la punta del palo

N_q, N_c = fattori di capacità portante

η = coefficiente che assume la seguente formulazione (Vesic)

$$\eta = \frac{1 + 2k_0}{3}$$

nella quale k_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

Pertanto la resistenza alla punta del palo è fornita dalla seguente espressione:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c + \eta\bar{q}(N'_q - 1))$$

Secondo Vesic, i fattori di capacità portante assumono le seguenti formulazioni:

$$N'_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

nella quale l'indice di rigidezza ridotto I_{rr} è pari a:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r}$$

l'indice di rigidezza I_r è pari a:

$$I_r = \frac{G}{c + \bar{q} \tan \phi} = \frac{G}{s}$$

ed ϵ_v è pari a:

$$\epsilon_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\sigma_z}{E(1 - \nu)}$$

e

$$N'_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

3.1.2. Resistenza laterale del fusto

Il valore della capacità portante laterale del fusto del palo si ricava tramite la formula:

$$Q_L = \sum A_s * f_s$$

nella quale:

A_s = area della superficie laterale efficace del palo

f_s = resistenza che si sviluppa sulla superficie laterale del palo

\sum = sommatoria dei contributi dovuti ai diversi strati geotecnici in cui è suddiviso il palo.

La resistenza laterale f_s si calcola con il metodo α proposto da Tomlinson (1971), ovvero attraverso la formula:

$$f_s = \alpha c + K q \tan \delta$$

dove

α = coefficiente di adesione terreno-pali (pari a 0,40 per i terreni coesivi ed a 1,25 per i terreni incoerenti)

q = pressione efficace agente al centro dello strato di terreno considerato = γH_{med}

H_{med} = quota in mezzeria del tratto considerato rispetto alla sommità del palo

γ = peso di volume del terreno

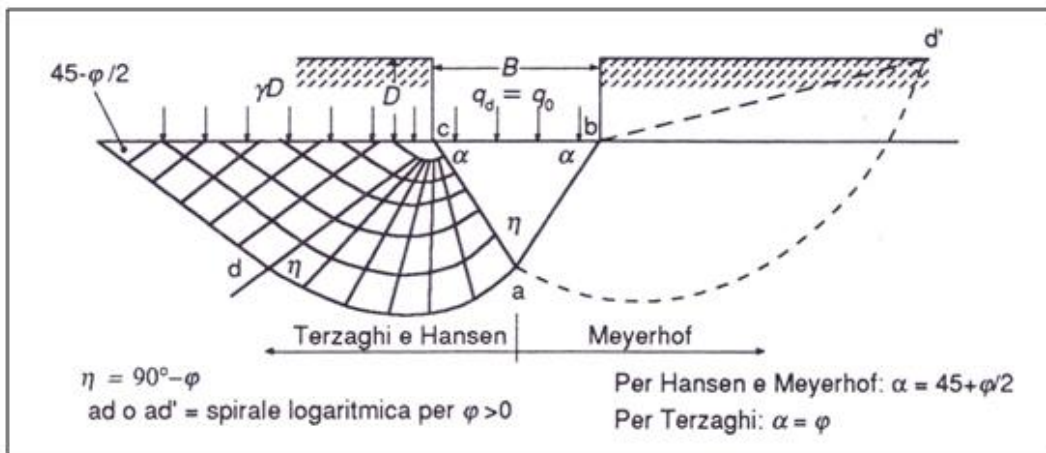
δ = angolo di attrito efficace calcestruzzo-terreno di fondazione = ϕ

K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo = k_0 (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$



dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(Khi) ove Khi nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_{γ} = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_{\gamma} = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali K_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN /cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

4. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni 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

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \times \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il

collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. **Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

5. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Saranno presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, saranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio di cui al § 2.5.3 del DM 17.01.2018, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) sarà stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.