



IRON SOLAR S.R.L.

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO NEL TERRITORIO COMUNALE DI SALICE SALENTINO (LE) - VEGLIE (LE)

PROGETTO DEFINITIVO

prima emissione: ottobre 2020

REV.	DATA	DESCRIZIONE:

PROGETTAZIONE

ARCHITETTURA E PAESAGGIO



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

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

Nostoi S.r.l.

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr. for. Sara MASTRANGELO

ASPETTI FAUNISTICI

dott. nat. Fabio MASTROPASQUA



Nostoi S.R.L.
Via San Marco, 1511
30015 CHIOGGIA (VE)
C.F.P. e Iscra. R. 03 653 560 270
REA VE 327005



PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI
R.5 RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



SOMMARIO

1. PREMESSE	1
2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA	2
2.1. <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</i>	2
2.2. <i>LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI</i>	3
2.3. <i>CARATTERI IDROGEOLOGICI</i>	4
2.4. <i>SISMICITA'</i>	4
2.5. <i>INDAGINI INDIRETTE</i>	5
3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	7
4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	9
4.1. <i>CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE</i>	9
4.1.1. Resistenza alla punta	9
4.1.2. Resistenza laterale del fusto	10
4.2. <i>CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	11
5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	14
6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	16

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 Salice Salentino (LE) e Veglie (LE) 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 avuto lo scopo, attraverso indagini indirette (n. 8 indagini sismiche del tipo HVSR), 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. 7 aerogeneratori della potenza unitaria di 6.0 MW (per una potenza complessiva di 42 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.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

2.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di interesse, dal punto di vista geologico, ricade nel Foglio n. 203 della Carta Geologica d'Italia – scala 1:100.000 "Brindisi". L'area in esame si colloca nel comprensorio della penisola Salentina geologicamente costituita da una successione di rocce calcareo-dolomitiche, calcarenitiche e sabbioso-argillose, la cui messa in posto è avvenuta nell'arco di tempo compreso tra il Mesozoico e il Quaternario.

La struttura geologica è caratterizzata dalla presenza di un substrato calcareo-dolomitico del Mesozoico (Piattaforma Carbonatica Apula) su cui si poggiano in trasgressione sedimenti calcarenitici e calcarei riferibili al Miocene, al Pliocene medio-sup. e al Pleistocene.

Il territorio strettamente in esame è caratterizzato dall'affioramento delle seguenti unità geologiche, dalle più antiche alle più recenti:

- *Calcareniti del Salento (Pleistocene): unità geologica rappresentata da sabbie calcaree poco cementate con intercalati banchi di panchina, sabbie argillose grigio-azzurre (Q1P3).*

Il presente orizzonte è bene rappresentato nella parte centrale e meridionale del foglio Brindisi, dove occupa una vasta plaga, continua ma irregolare, costituita da bande allungate da ovest ad est oppure da ONO a ESE, tra loro collegate. È pure ben rappresentato nel f. Lecce, con un vasto affioramento nella parte centrale, in corrispondenza delle località di Cellino San Marco, San Pietro Vernotico, Torchiarolo.

In generale occupa aree morfologicamente depresse e pianeggianti, a quote variabili gradatamente da 150 m ad ovest a 10 m ad est. È distribuito precisamente nella parte centrale di antiche depressioni, occupate dal mare pliocenico-calambriano, accostandosi in discordanza all'orizzonte precedente. È costituito da sabbie calcaree di colore azzurrognolo, talvolta giallastro per ossidazione, in generale debolmente cementate. Talora le sabbie calcaree sono argillose e sono pure presenti livelli esclusivamente argillosi, azzurrognoli, simili alle argille di Galatina, di Nardò, ecc.

A settentrione l'orizzonte viene a contatto con la Formazione di Gallipoli. Il passaggio non è molto chiaro, sia per la scarsa esposizione di sedimenti interessati, sia per l'assenza di caratteri morfologici indicativi.

- *Dolomie di Galatina e Calcarea di Altamura (Cretaceo): unità geologica rappresentata da calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, fratturati e con scarso contenuto di microfossili (C8-6).*

Circa la metà dell'area interessata dal progetto, è caratterizzata in affioramento dall'ammasso calcareo appartenente alla Formazione Dolomie di Galatina con passaggio graduale al Calcarea di Altamura di età del Cretaceo sup. Si presenta di colore grigiastro o grigio-nocciola è costituito da strati e banchi calcarei, a grana prevalentemente fine e a luoghi intensamente fratturati e carsificati. È caratterizzato prevalentemente da calcarea a tessitura fango sostenuta associabili, pertanto, ad ambienti di sedimentazione protetti e di mare basso riferibile ad un dominio di piattaforma interna di bassa energia. La fratturazione è in genere di tipo concoide mentre le strutture interne più ricorrenti sono laminazioni sottili, facilmente visibili quando la

RELAZIONE GEOTECNICA

superficie è alterata. La componente scheletrica che caratterizza tale formazione è prevalentemente costituita da foraminiferi bentonici, alghe calcaree, rudiste e frammenti di echinodermi. Tra gli elementi non scheletrici si osservano livelli di brecce a cemento ocraceo o rossastro testimonianza di temporanee emersioni. Frequenti sono i livelli ad ostracodi e foraminiferi esclusivamente rappresentati dalla famiglia Ophtalmidiidae.

Lo spessore affiorante nel Foglio "Brindisi" è dell'ordine di diverse centinaia di metri, mentre quelli osservati in fase di rilevamento in corrispondenza di cave a cielo aperto sono in media di 50 metri. In affioramento la formazione in esame mostra degli strati generalmente disposti in modo regolare e continuo tuttavia poiché non sono molto evidenti segni di una dinamica né distensiva (faglie) né compressiva (pieghe).

2.2. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

Il rilievo geologico di superficie non ha evidenziato la presenza di elementi tettonici di rilievo. I dati visibili in superficie in aree immediatamente limitrofe e i dati della letteratura indicano che gli strati sono suborizzontali o debolmente piegati.

La morfologia dell'area del foglio "Brindisi" è caratterizzata dalla presenza di dorsali e altipiani che solo in alcuni casi si elevano di qualche decina di metri al di sopra delle aree circostanti determinando le strutture morfologiche note localmente come "serre".

Queste elevazioni, che generalmente coincidono con alti strutturali, sono allungate in direzione NO-SE e sono separate fra loro da aree pianeggianti più o meno estese. Le formazioni affioranti nelle parti più elevate sono generalmente le più antiche, cretache o mioceniche, mentre nelle zone più depresse affiorano terreni miocenici e/o plio-pleistocenici.

Vi è in generale una buona corrispondenza tra la morfologia e l'andamento strutturale: le antiche linee di costa sono definite da piccole scarpate, le anticlinali determinano le zone più sopraelevate corrispondendo alle serre e alle alture; mentre le zone più depresse corrispondono generalmente alle sinclinali.

Questa situazione morfologico-strutturale dimostra che nel periodo di emersione delle aree non vi è stato un apprezzabile smantellamento da parte degli agenti esogeni ad eccezione dell'azione di abrasione marina che ha operato in maggiore misura ai margini delle strutture emerse.

Oltre al rilevamento geologico-geomorfologico, ai fini della verifica dei caratteri idro-geomorfologici dell'area è stata consultata la cartografia idro-geomorfologica in Web-Gis redatta dall'AdB Puglia, dalla quale si evince che il sito di stretto interesse, che per la sua estensione si trova a quote comprese tra 60 e 70 metri sul livello del mare, è contraddistinto da superfici sub-orizzontali o con blande pendenze verso NE, e dalla presenza di alcune zone depresse in corrispondenza delle quali sono rintracciabili segni di doline e recapiti finali di bacini endoreici.

Secondo quanto previsto dalla Tab. 3.2.IV del D.M. 17.01.2018, i siti in oggetto ricadono in **categorie topografiche di tipo T1: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^{\circ}$ ".**

RELAZIONE GEOTECNICA

2.3. CARATTERI IDROGEOLOGICI

La circolazione idrica sotterranea è caratterizzata dalla presenza di due distinti sistemi la cui interazione tende a variare da luogo a luogo: il primo, più profondo, è rappresentato dalla falda carsica circolante nel basamento carbonatico mesozoico, fortemente fratturato e carsificato; il secondo, è costituito da una serie di falde superficiali, che si rinvergono a profondità ridotte dal piano campagna, ovunque la presenza di livelli impermeabili vada a costituire uno sbarramento. La falda carsica, relativa all'acquifero costituito da rocce calcaree, tende a galleggiare sulle acque più dense d'intrusione marina, assumendo una tipica forma a lente biconvessa con spessori che vanno decrescendo dal centro verso i margini ionico ed adriatico. La superficie di separazione tra acque dolci ed acque salate, a differente densità, è data da una fascia di transizione il cui spessore, anch'esso variabile, cresce all'aumentare della distanza dalla costa ed è, inoltre, funzione dello spessore dell'acquifero di acque dolci. La falda profonda trova direttamente recapito nel Mar Ionio e nel Mare Adriatico, verso cui defluisce con pendenze piezometriche piuttosto modeste. A luoghi può risultare intercettata da livelli poco permeabili dello stesso.

I caratteri di permeabilità delle formazioni geologiche affioranti sono tali da favorire una rapida infiltrazione in profondità delle acque meteoriche non permettendo un prolungato ruscellamento superficiale: risulta quindi assente un reticolo idrografico di superficie ed il deflusso delle acque fluviali avviene in occasione di piogge abbondanti, sottoforma di ruscellamento diffuso lungo le scarpate che delimitano le Serre. L'intero territorio presenta notevoli segni di un modellamento carsico policiclico e un'idrografia contrassegnata nelle parti interne dalla presenza di corsi d'acqua e bacini endoreici di varia dimensione e forma.

Sulla base dei dati desunti dal nuovo Piano di Tutela delle Acque aggiornamento 2015-2021, i carichi piezometrici degli acquiferi sono, nell'area in esame, dell'ordine di circa 1,5÷3 metri s.l.m.. Pertanto non si rinviene alcuna falda in corrispondenza delle opere di fondazione superficiale e profonda.

2.4. SISMICITA'

Facendo espresso riferimento al vigente strumento di classificazione sismica del territorio italiano, redatto nel 2004 in recepimento delle disposizioni contenute nell'O.P.C.M. n. 3274/2003 (recepite dalla Regione Puglia con D.G.R. n. 153/2004), ed in accordo con la D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009 i comuni di Salice Salentino e Veglie ricadono in zona sismica 4 (livello di pericolosità molto basso).

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 $0.15 < a_g < 0.25$, pari ad un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico sulla formazione di base pari ad $a_g = 0.05g$.

In particolare, le recenti Norme superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale. In assenza

RELAZIONE GEOTECNICA

di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base" fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale. Ai punti del reticolo sono attribuiti, per nove differenti periodi di ritorno del terremoto atteso, i valori di a_g e dei principali "parametri spettrali" riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima F_0 e periodo di inizio del tratto a velocità costante T^*C). Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Secondo le NTC l'area in questione è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.025 - 0.050 g.

2.5. INDAGINI INDIRETTE

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 $V_{s,eq}$, 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, sono stati eseguiti n. 4 profili RE.MI. (RE.MI.01÷ RE.MI.04) ubicati in corrispondenza delle relative basi sismiche. Da queste è stato così possibile calcolare il parametro $V_{S,eq}$ (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 sulle indagini sismiche eseguite, i valori di velocità delle onde sismiche di taglio hanno evidenziato:

- in corrispondenza delle basi sismiche BS01 e BS02, il bedrock è stato rinvenuto ad una profondità compresa tra -8.81 e -11.82 m con valori di $V_{s,eq}$ del pacchetto di strati sovrastanti compreso tra 360 e 800 m/s, pertanto rientrano nella categoria "B" - *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s."*;
- per le basi sismiche BS03 e BS04, il bedrock è stato rinvenuto entro i tre metri di profondità dal piano campagna, pertanto rientrano nella categoria di sottosuolo A - *"Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m"*.

RELAZIONE GEOTECNICA

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>Depositati 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>Depositati 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>

RELAZIONE GEOTECNICA

3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI

Il modello geologico locale è stato ricostruito attraverso le attività di rilevamento geologico, l'analisi dei dati pregressi disponibili e i risultati delle indagini geofisiche effettuate in situ.

Il sottosuolo investigato è stato distinto, in tre sismostrati ciascuno caratterizzato da un determinato valore di velocità delle onde di compressione. Generalmente, data la lunghezza dello stendimento eseguito, è stato possibile investigare il sottosuolo fino alla profondità di 20 m a partire dalla superficie topografica. Di seguito si riportano le risultanze di questa base sismica eseguita:

✓ **BS01 (TORRI NN. 1 E 2) in onde P ed S (mediante RE.MI.01): si individuano tre sismostrati**

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	371	145	0,00÷1,00	<i>Terreno vegetale</i>
2	1200	520	1,00÷8,00	<i>Sabbia debolmente cementata</i>
3	2150	1082	8,00÷23,00	<i>Calcere compatto</i>

✓ **BS02 (TORRI NN. 3, 4 E 5) in onde P ed S (mediante RE.MI.02): si individuano tre sismostrati**

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	415	170	0,00÷1,80	<i>Terreno vegetale</i>
2	1150	485	1,80÷11,80	<i>Sabbia debolmente cementata</i>
3	2250	1160	11,80÷23,80	<i>Calcere compatto</i>

✓ **BS03 (TORRE N. 6) in onde P ed S (mediante RE.MI.03): si individuano tre sismostrati**

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	409	168	0,00÷0,50	<i>Terreno vegetale</i>
2	1380	592	0,50÷2,50	<i>Calcere molto fratturato e/o sabbia addensata</i>
3	2580	1357	2,50÷20,00	<i>Calcere compatto</i>

✓ **BS04 (TORRE N. 7) in onde P ed S (mediante RE.MI.04): si individuano tre sismostrati**

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	320	130	0,00÷0,40	<i>Terreno vegetale</i>
2	1280	581	0,50÷2,90	<i>Calcere molto fratturato e/o sabbia addensata</i>
3	2470	1260	2,90÷20,00	<i>Calcere compatto</i>

Sulla base delle indagini eseguite, sono stati ricavati i parametri geotecnici dei tre principali sismostrati, così come riportati nella successiva tabella:

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO NEL TERRITORIO COMUNALE DI SALICE SALENTINO (LE) E VEGLIE (LE)

RELAZIONE GEOTECNICA

Parametro calcolato	Sabbia debolmente cementata	Calccare molto fratturato e/o sabbia addensata	Calccare compatto
Modulo di Poisson	0,38 – 0,39	0,37 – 0,39	0,31 – 0,33
Densità naturale (gr/cm ³)	1,81 – 1,82	1,85 – 1,89	2,11 – 2,21
Coefficiente di sottofondo (daN/cm ³)	16,82 – 19,31	23,95 – 26,04	88,93 – 141,83
Coefficiente di sottofondo verticale (daN/cm ³)	3,19 – 3,28	2,62 – 2,67	20,00 – 33,80
Coefficiente di sottofondo orizzontale (daN/cm ³)	18,34 – 24,73	8,34 – 9,02	237,82 – 300,86
Modulo di Young dinamico (Mpa)	11.820 – 13.660	17.153 – 18.372	65.757 – 106.493
Modulo di Young statico (Mpa)	1.424 – 1.646	2.067 – 2.213	7.922 – 12.830
Modulo di Bulk (Mpa)	18.213 – 19.695	22.034 – 27.153	34.696 – 92.818
Modulo di taglio dinamico (Mpa)	4.246 – 4.934	6.259 – 6.622	24.713 – 40.684
Modulo di taglio statico (Mpa)	512 - 594	754 - 798	2.977 – 4.902
Angolo di attrito interno (°)	29	29	31
Coesione (daN/cm ²)	2,1 – 2,2	2,4 – 2,5	3,6 – 4,0
R.Q.D.	-	14,1 – 15,6	28,9 – 37,2

I valori di cui sopra saranno validati in sede di progettazione esecutiva, mediante esecuzione di specifiche indagini geognostiche funzionali a una più dettagliata caratterizzazione stratigrafica e geotecnica di ogni singolo sito di installazione degli aerogeneratori.

4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

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

4.1. 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:

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

4.1.1. 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)

RELAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

4.1.2. 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

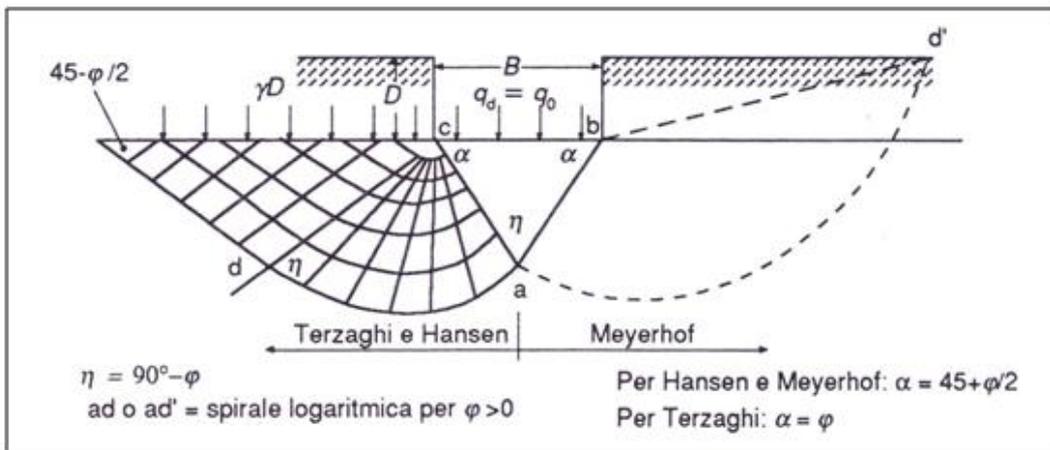
RELAZIONE GEOTECNICA

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)

4.2. 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:

RELAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

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

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

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

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

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(K_{hi}) ove K_{hi} 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_y = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

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

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

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.

RELAZIONE GEOTECNICA

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:

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

5. 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 $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. 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;

RELAZIONE GEOTECNICA

- 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	$\gamma_{c'}$	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

6. 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.