
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
CON IMPIANTO DI ACCUMULO NEL TERRITORIO COMUNALE DI
FOGGIA IN LOC. SPRECACENERE (FG)
POTENZA NOMINALE 36 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

PROGETTAZIONE E SIA

ing. Fabio PACCAPELO

ing. Andrea ANGELINI

ing. Antonella Laura GIORDANO

ing. Francesca SACCAROLA

COLLABORATORI

dr.ssa Anastasia AGNOLI

ing. Giulia MONTRONE

STUDI SPECIALISTICI

IMPIANTI ELETTRICI

ing. Roberto DI MONTE

GEOLOGIA

geol. Matteo DI CARLO

ACUSTICA

ing. Sabrina SCARAMUZZI

NATURA E BIODIVERSITÀ

dr. Luigi Raffaele LUPO

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr.ssa Lucia PESOLA

ARCHEOLOGIA

dr.ssa archeol. Domenica CARRASSO

INTERVENTI DI COMPENSAZIONE E VALORIZZAZIONE

arch. Gaetano FORNARELLI

arch. Andrea GIUFFRIDA

PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI

R.5 Relazione geotecnica e sismica

REV.	DATA	DESCRIZIONE
------	------	-------------



INDICE

1.	PREMESSE	1
2.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA	2
2.1.	ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE	2
2.2.	INQUADRAMENTO MORFOLOGICO	4
2.3.	INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA	5
2.4.	USO DEL SUOLO	6
3.	STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	8
4.	CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	10
4.1.	CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	10
4.1.1.	<i>Resistenza alla punta</i>	10
4.1.2.	<i>Resistenza laterale del fusto</i>	11
4.2.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
5.	COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	15
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	17



1. PREMESSE

Nella presente relazione vengono esaminati gli aspetti geotecnici di un'area interessata dalla costruzione di un Parco Eolico da realizzarsi all'interno dei territori comunali di Foggia e Lucera (FG) 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, di identificare, classificare e definire puntualmente le caratteristiche geotecniche delle unità litostratigrafiche delle aree di sedime interessate dalle opere in progetto.

Nello specifico sono state eseguite:

- n. 3 tomografie sismiche;
- n. 3 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie secondo la tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Il progetto prevede la costruzione di n. 5 aerogeneratori della potenza unitaria di 7.2 MW (per una potenza complessiva di 36 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.

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. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

La superficie interessata dallo studio ricade nel foglio F° 408 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 (Foggia) redatta dal Progetto CARG, di cui di seguito si riporta uno stralcio, è ubicata nella pianura del Tavoliere, che da un punto di vista strutturale rappresenta l'Avanfossa appenninica.

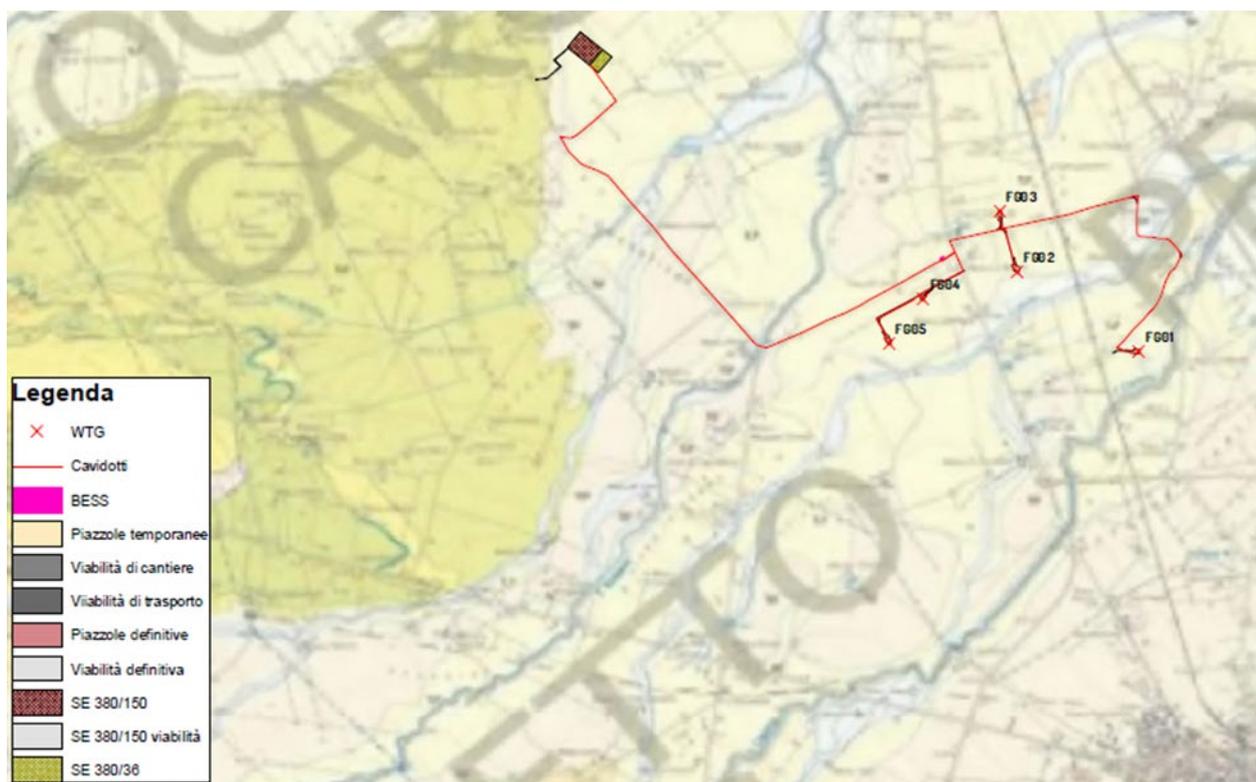
Nel foglio sono presenti i sedimenti plio-pleistocenici della Fossa bradanica che hanno colmato la parte orientale dell'avanfossa appenninica compreso tra la Daunia e il promontorio garganico. Nel foglio non affiorano i calcari mesozoici che costituiscono la porzione più alta del Gargano. Questi calcari caratterizzano una zona di retro scogliera. Nel complesso le formazioni mesozoiche di retro scogliera formano due gruppi con facies distinta. Nella parte più orientale si trovano formazioni caratterizzate da calcari detritici ed oolitici, che costituiscono il substrato della zona di intervento, che sono verosimilmente legati ad una vicina scogliera; mentre nella parte più occidentale più compatti.

Per quanto riguarda i sedimenti plio-pleistocenici sono largamente rappresentati e son in continuità con gli stessi cartografati nei fogli limitrofi.

I sedimenti pleistocenici non presentano in generale, evidenti deformazioni e costituiscono nel loro insieme una monoclinale immersa in media verso l'Adriatico. Le deboli inclinazioni rilevate riflettono per lo più l'originale inclinazione del fondo marino su cui i sedimenti stessi si sono depositi.

I terreni presenti in zona appartengono al Sintema di Troia e al Sistema di Lucera – subsistema di Masseria Castellaccio, che occupa una vasta area sub-pianeggiante interessata da numerose incisioni fluviali di ordini secondari riconducibili al Fiume Candelaro. I caratteri litologici e l'architettura stratigrafica generale sono stati ricostruiti attraverso diversi logs e sondaggi; lo spessore varia da circa 10-15 m per quanto riguarda i depositi alluvionali del Sistema di Troia e altrettanti per quanto riguarda i depositi del Subsistema di Masseria Castellaccio.

In entrambi i casi si tratta di depositi alluvionali, di natura ghiaioso sabbiosa con vario grado di cementazione.

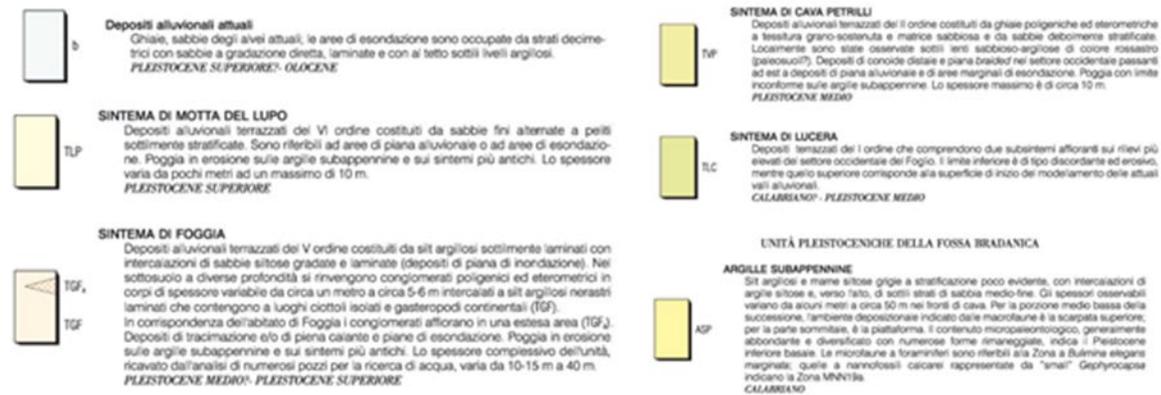


SISTEMA DI LUCERA
 Depositi terrazzati del I ordine che comprendono due subsistemi affioranti sui rilievi più elevati del settore occidentale del Foglio. Il limite inferiore è di tipo discordante ed erosivo, mentre quello superiore corrisponde alla superficie di inizio del modellamento delle attuali valli alluvionali.
CALABRIANO? - PLEISTOCENE MEDIO

Subsistema di Masseria Castellaccio
 Depositi alluvionali terrazzati del I ordine con caratteri sedimentologici variabili lateralmente, da ovest verso est, e verticalmente. Nella parte occidentale del foglio il subsistema è costituito da conglomerati massivi matrice-sostenuta e da sabbie cementate alternate a conglomerati ciasto-sostenuti a stratificazione piana obliqua riferibili a barre laterali ghiaiose. Negli affioramenti orientali le ghiaie ben organizzate, ciasto-sostenute e con chiara embriciatura, sono alternate a lenti decimetriche di sabbie a laminazione incrociata. Nelle aree orientali verso l'alto sono presenti banchi ammassati di ghiaie scarsamente selezionati, con matrice sabbiosa. L'intera successione può essere attribuita a un sistema alluvionale (essenzialmente caratterizzato da conoidi alluvionali e, verso valle, da piane di tipo braided) caratterizzato da progredizione verso i quadranti orientali. Poggia con limite inconforme sia sulle argille subappennine che sul subsistema di Masseria Sant'Annunzia. Spessore massimo circa 10-15 m.
CALABRIANO? - PLEISTOCENE MEDIO



Inquadramento carta geologica Foglio 408



Stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 del Foglio N. 408 "Foggia"

L'area in studio, ricade nella parte centro settentrionale del Tavoliere delle Puglie, delimitato a Nord dal torrente Candelaro, ad Est dall'Avampaese Apulo (Promontorio del Gargano) a Sud dal Fiume Ofanto e ad Ovest dalla catena sud-appenninica. Il Tavoliere (Avanfossa Adriatica) è da ritenersi il naturale proseguimento verso Nord-Ovest della Fossa Bradanica.



2.2. INQUADRAMENTO MORFOLOGICO

Dal punto di vista morfologico l'area ricade nel Tavoliere delle Puglie, un'area pianeggiante e leggermente collinosa.

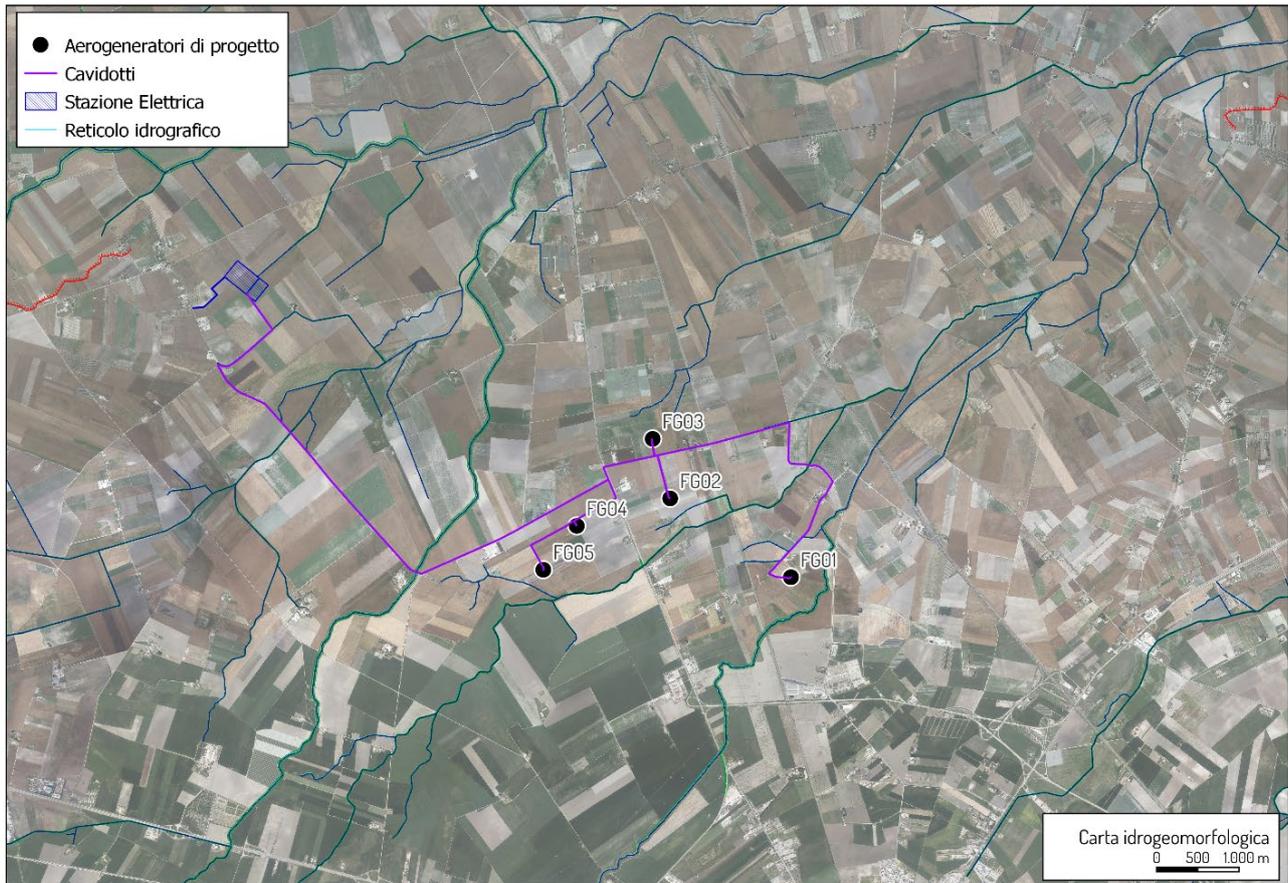
A sud del corso d'acqua Candelaro la morfologia è quella propria di tutta la Capitanata e cioè con vaste spianate inclinate debolmente verso il mare, interrotte da valli ampie con fianchi alquanto ripidi. L'area è solcata da tre importanti torrenti: il Candelaro, il Cervaro e il Carapelle e da tutta una rete di tributari che hanno spesso un deflusso esclusivamente stagionale.

La generale pendenza verso oriente della spianata rappresenta, molto probabilmente, l'originaria inclinazione della superficie di regressione del mare pleistocenico e dei depositi fluviali che su essa si sono adagiati.

Morfologicamente l'area strettamente in esame, si trova a cavallo del Torrente Cervaro, ad una quota compresa tra circa 25m e 49m, dove l'elemento morfologico più evidente è costituito da una terrazza di abrasione marina.

Considerando la carta idro-geomorfologiche dell'Autorità di Bacino della Puglia, di cui di seguito si riporta uno stralcio, si evince che nell'intorno del territorio in esame sono presenti una serie di incisioni di epoca olocenica che soprattutto nei pressi dei centri abitati o della viabilità principale sono stati rettificati e bonificati per garantire il deflusso delle acque superficiali, laddove non si infiltrano nel sottosuolo, in direzione del mare.



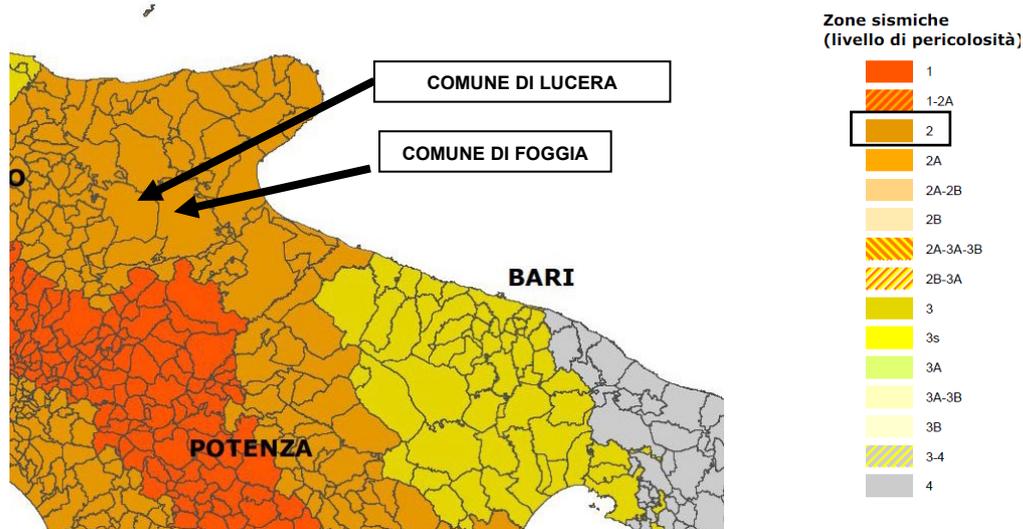


Carta idro-geomorfologica generale

2.3. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Il comune di Foggia e Lucera (FG) ricadono in **zona sismica 2** (grado di sismicità medio-alto). In quanto tale, risulta assoggettate alla normativa antisismica, così come recepito con deliberazione di D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009 dalla Regione Puglia.





Classificazione sismica al 31 marzo 2022 - Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519

Nell'ambito del presente studio, sono state eseguiti n. 3 profili MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). Sulla base dell'indagine sismica MASW è stato possibile stimare la categoria di suolo per il sito in esame.

Dalle risultanze della prospezione sismica, è emerso che l'area nella quale insistono gli aerogeneratori, dal punto di vista della caratterizzazione sismica, è classificata come categoria di suolo di fondazione di tipo "B", poiché è stato ottenuto un valore di $V_{s,eq}$ compreso tra 360m/s e 800m/s; per la Sottostazione di Trasformazione Elettrica (SSE), l'area in studio è classificata come Categoria "C", perché V_s eq compreso tra 180m/s e 3600.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi con $V_{s30} > 800$ m/s
B	Ghiaie e sabbie molto addensate o argille molto consistenti con $360 < V_{s30} < 800$ m/s
C	Ghiaie e sabbie mediamente addensate o argille mediamente consistenti con $180 < V_{s30} < 3600$ m/s
D	Terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con $V_{s30} < 180$ m/s
E	Terreni con sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 metri, posti su substrato con $V_s > 800$ m/s
S1	Terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s
S2	Terreni suscettibili di liquefazione o di argille sensitive

Si rimanda all'allegato PD.R.4 *Relazione geologica, morfologica e idrogeologica* per i necessari approfondimenti.

2.4. USO DEL SUOLO

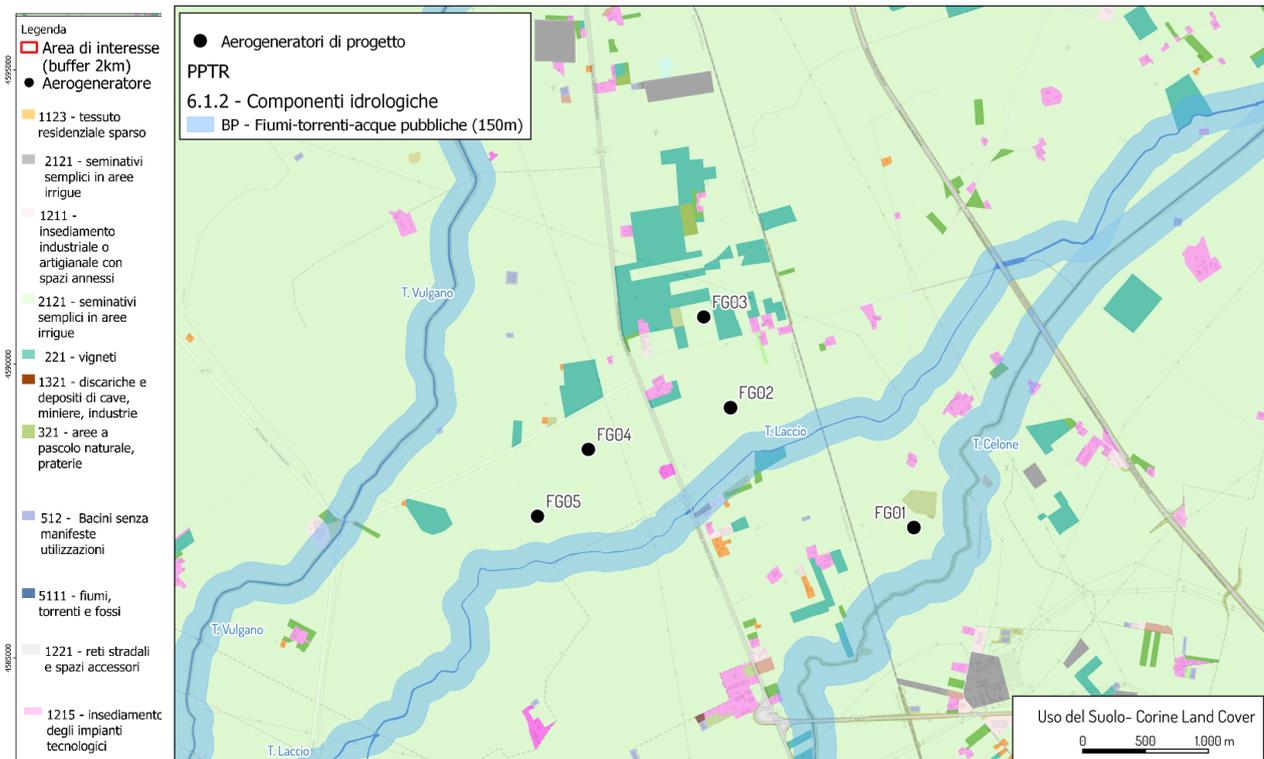
Per quanto riguarda l'uso del suolo, si è fatto riferimento alla banca dati georeferenziata costituita dalla "Carta Corine Land Cover" elaborata, nella sua prima versione, nel 1990 ed oggetto di successive modifiche ed integrazioni finalizzate ad assicurare l'aggiornamento continuo delle informazioni contenute.



La carta Corine Land Cover suddivide il territorio in sottosistemi, particolareggiando sempre più nel dettaglio le diverse tipologie di paesaggi urbani, agrari, naturali e delle relative attività svolte dall'uomo:

- i territori modellati artificialmente sono suddivisi in zone: urbano, industriali, commerciali, estrattive e aree verdi urbane e agricole.
- i territori agricoli sono articolati in: seminativi, colture permanenti, prati stabili, zone agricole eterogenee;
- i territori boscati e ambienti semi-naturali sono classificati come: zone boscate, zone caratterizzate da vegetazione arbustiva e erbacea, zone aperte con vegetazione rada o assente;
- le zone umide in interne e marittime;
- i corpi idrici in acque continentali e marittime.

Le aree in cui rientra il progetto sono caratterizzate da un elevato utilizzo del suolo a **seminativo semplice** in aree non irrigue e in misura minore da vigneti. Dal punto di vista insediativo, è presente un tessuto residenziale rado e nucleiforme, vari insediamenti produttivi agricoli e insediamenti industriali o artigianali con spazi annessi. L'area di interesse è inoltre attraversata dal fiume Cervaro e costellato da bacini con prevalente utilizzazione per scopi irrigui. Per l'analisi dettagliata dell'uso del suolo si richiama la carta dell'uso del suolo di cui si riporta uno stralcio in Figura.



Uso del Suolo (CLC 2011)



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 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 30 m a partire dalla superficie topografica. Di seguito si riportano le risultanze di questa base sismica eseguita:

✓ Aerogeneratori: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	343	0,0 ÷ 3,0	<i>Terreno di alterazione superficiale</i>
2	357	3,0 ÷ 7,0	<i>Sabbie fini argillose</i>
3	516	7,0 ÷ 30,0	<i>Limo argilloso di colore grigio giallastro</i>

✓ SSE: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	294	0,0 ÷ 4,0	<i>Terreno di alterazione superficiale</i>
2	343	4,0 ÷ 9,0	<i>Sabbie fini argillose</i>
3	407	9,0 ÷ 30,0	<i>Limo argilloso di colore grigio giallastro</i>

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite è possibile asserire che in corrispondenza delle opere in progetto, sono presenti i seguenti terreni:

- Fino a 3,5 metri di profondità circa – Terreno di alterazione superficiale (Tab.1);
- Da 3,5 a 8 metri di profondità - Sabbie fini argillose (Tab.2);
- Da 8 a circa 30 metri di profondità - Limo argilloso di colore grigio giallastro (Tab.3).

Tab. 1 - Terreno di alterazione superficiale

Parametri fisici	
p.v. naturale	1.80 kN/mc
p.v. saturo	1.85 kN/mc
poisson	0.48
angolo di attrito	16°

Tab. 2 - Sabbie fini argillose

Parametri fisici	
p.v. naturale	1.95 kN/mc
p.v. saturo	2.01 kN/mc
poisson	0.48
angolo di attrito	33°



Tab. 3 - Limo argilloso di colore grigio giallastro

Parametri fisici	
p.v. naturale	20.40 kN/mc
p.v. saturo	21.30 kN/mc
poisson	0.46
angolo di attrito	26°

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 1200 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)

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

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

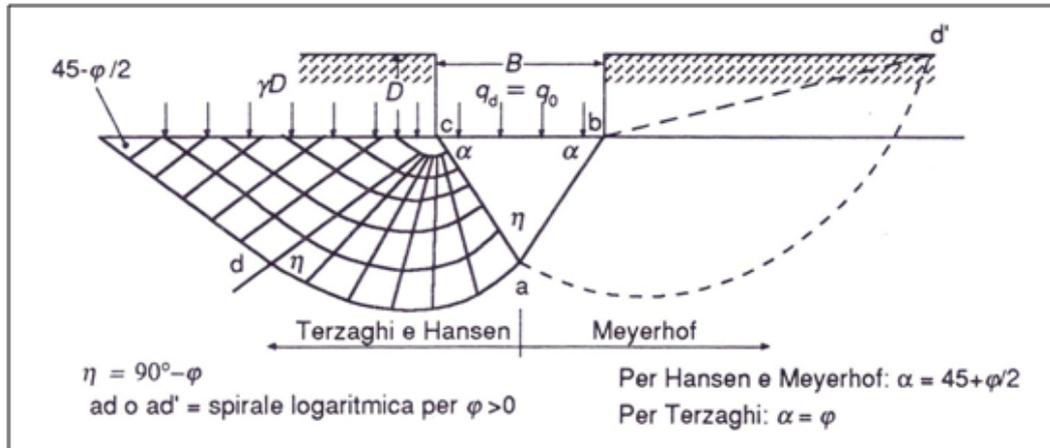
K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo = k_0 (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

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:



$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \quad (1)$$



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_y = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

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

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

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

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

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

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

$$N_y = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_y , d_c , d_q e d_y = fattori di forma, pari a:

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

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

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

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

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(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_y = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

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

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

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:

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

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 $E_d = E_k \times \gamma_E$. 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	$\gamma_{c'}$	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.

