

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA  
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO  
NEL TERRITORIO COMUNALE DI TARQUINIA (VT) LOC. BULIGNAME  
POTENZA NOMINALE 64,8 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. Antonio FALCONE

NATURA E BIODIVERSITÀ

BIOPHILIA - dr. Gianni PALUMBO dr. Michele BUX

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr. Gianfranco GIUFFRIDA

ARCHEOLOGIA

ARSARCHEO - dr. archeol. Andrea RICCHIONI dr. archeol. Gabriele MONASTERO

INTERVENTI DI COMPENSAZIONE E VALORIZZAZIONE

arch. Gaetano FORNARELLI

arch. Andrea GIUFFRIDA

**PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI**

**R.5 Relazione geotecnica e sismica**

REV. DATA DESCRIZIONE

REV.	DATA	DESCRIZIONE



## INDICE

1. PREMESSE	1
2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA	2
2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE	2
2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA	4
2.3. USO DEL SUOLO	5
3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	7
4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	9
4.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	9
4.1.1. <i>Resistenza alla punta</i>	9
4.1.2. <i>Resistenza laterale del fusto</i>	10
4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	10
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 Tarquinia (VT) 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. 4 tomografie sismiche;
- n. 4 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie secondo la tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

Il progetto prevede la costruzione di n. 9 aerogeneratori della potenza unitaria di 7.2 MW (per una potenza complessiva di 64.8 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.

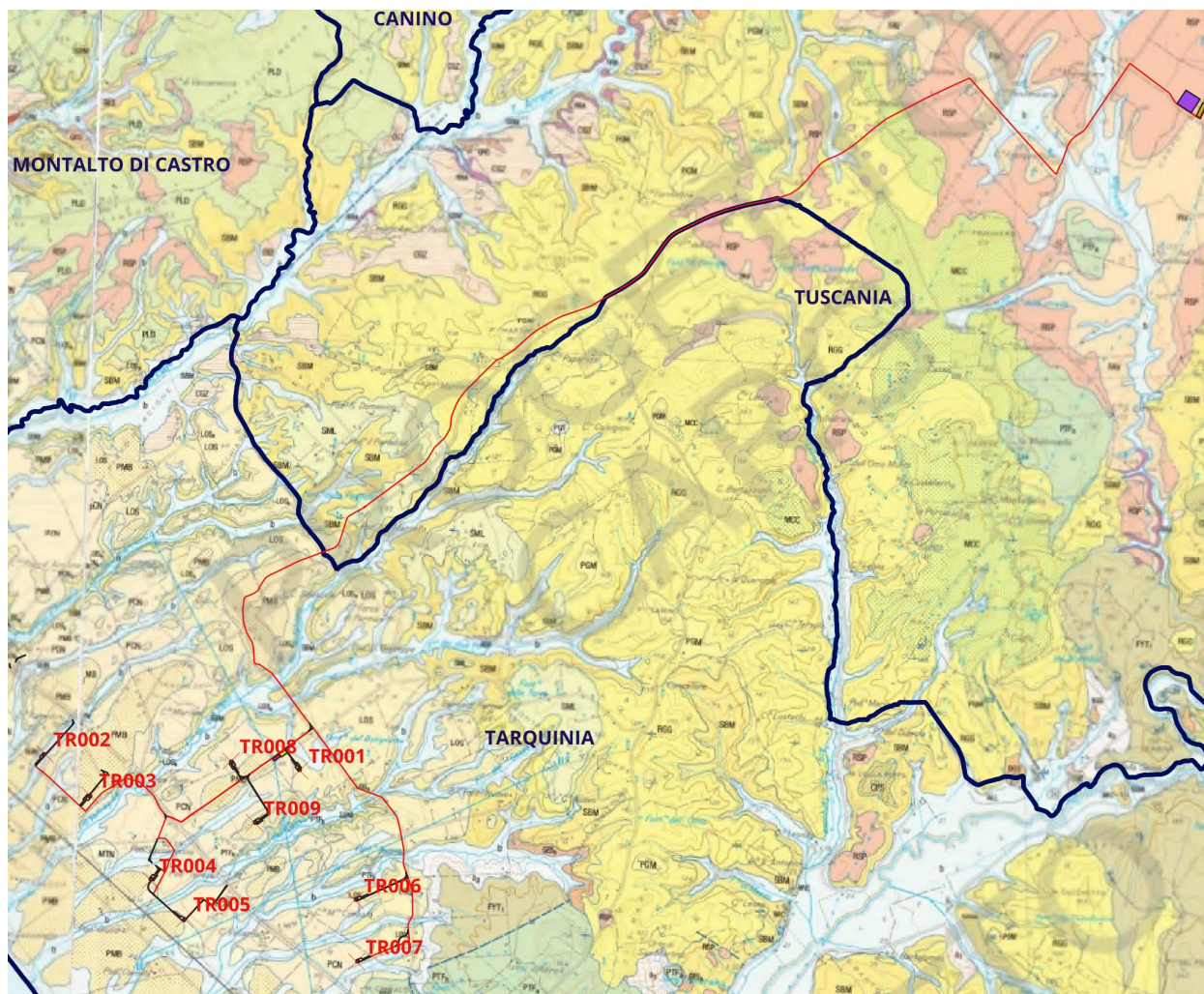


## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

### 2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

La superficie interessata dallo studio ricade nel F° 142 della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (Civitavecchia). All'interno del foglio troviamo che nella fascia di terreni lungo la costa ed in quella adiacente interna, comprendente il gruppo dei Monti di Manciano-Campigliola e dintorni (estremità meridionale della Catena Metallifera toscana) a NW, nei Monti della Tolfa e dintorni a SE ed al centro e nell'area depressa rispetto ai precedenti gruppi di rilievi, degradante fino al mare, prevalgono i terreni sedimentari.

Nella restante parte dell'area in esame, quella cioè a NE e ad oriente dei Monti di Manciano-Campigliola, compresa grosso modo tra il fiume Fiora, il Monte Canino ed il Lago di Bolsena, affiorano prevalentemente i terreni vulcanici, in buona parte dell'apparato dei Vulsini.



*Inquadramento impianto su carta geologica 1: 50.000 Foglio 354 Aerogeneratori nel comune di TARQUINIA  
opere connesse, SSE nel comune di TUSCANIA*

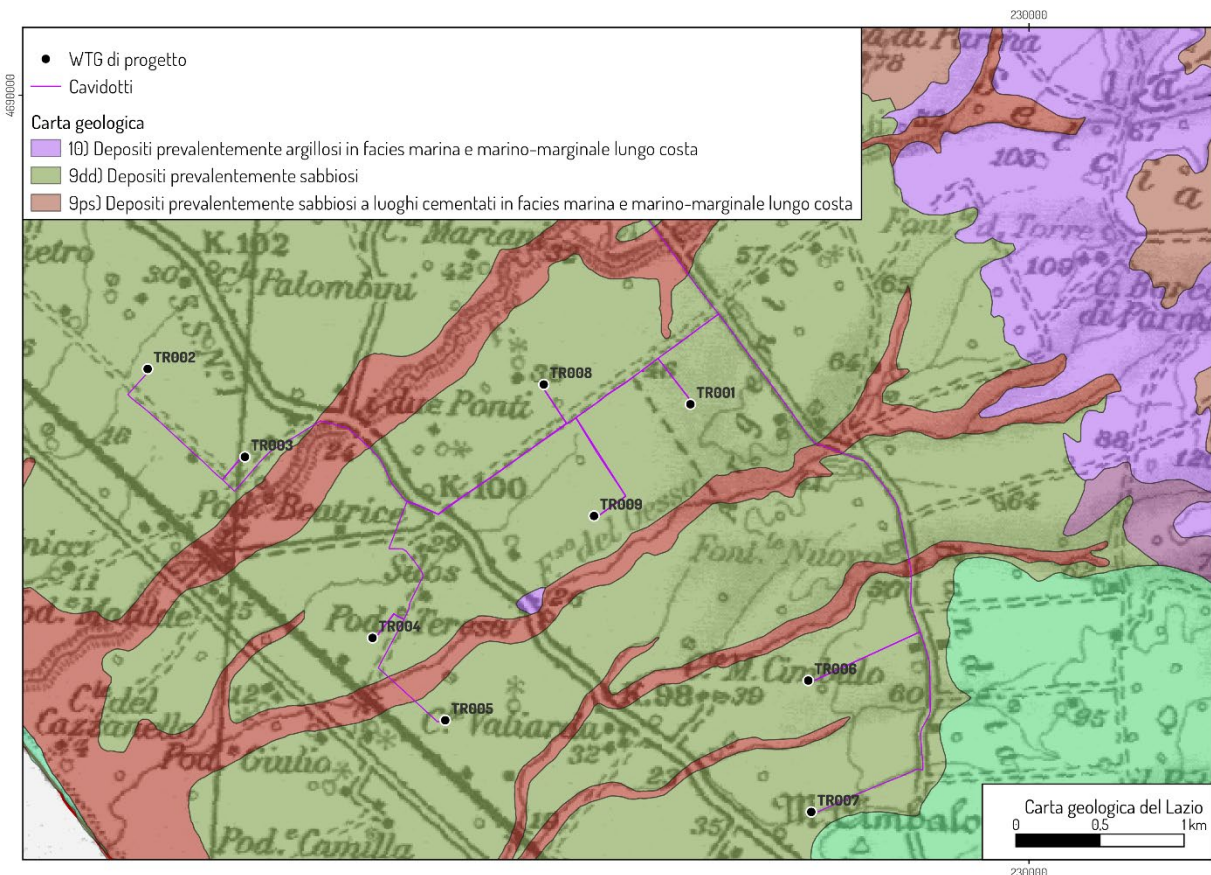
In sintesi gli aerogeneratori siti nel comune di Tarquinia insistono su terreni come di seguito specificato:





- L'aerogeneratore **TQR01** ricade su terreni costituiti essenzialmente da Limi, limi sabbiosi e sabbie ad elementi vulcanici di ambiente costiero (**LOS**).
- L'Aerogeneratore **TQR02** ricade su terreni alluvionali (**b**) depositi alluvionali, colluviali e di piana costiera, costituiti essenzialmente da conglomerati, ghiaie, sabbie, sabbie limose e argille, a volte, con orizzonti torbosi.
- Gli aerogeneratori **TRQ03**, **TRQ04** e **TRQ09** ricadono su terreni costituiti essenzialmente da sabbie, ghiaie grossolane con ciottoli vulcanici con potenza massima di circa 5 metri.
- Gli Aerogeneratori **TQR05**, **TQR06**, **TQR07** e **TQR08** ricadono su terreni (**PCN**) costituiti essenzialmente da limi e limi sabbiosi di laguna salmastra con resti vegetali intercalati a depositi vulcanici rimaneggiati dello spessore massimo di 20 metri.

Localmente la parte sommitale delle aree dove insistono gli aerogeneratori è profondamente pedogenizzata e tutte queste unità sopra descritte poggiano sulla UNITA' di PIETRAFORTE (**PTF**) costituita da marne, marne argillose beige e grigie, a scaglie, argille scure ed ocracee, argilliti verdognole e rossicce, con sottili intercalazioni di calcari verdastrì e nerastrì. che rappresenta il substrato profondo dell'intera area oggetto di studio di base.

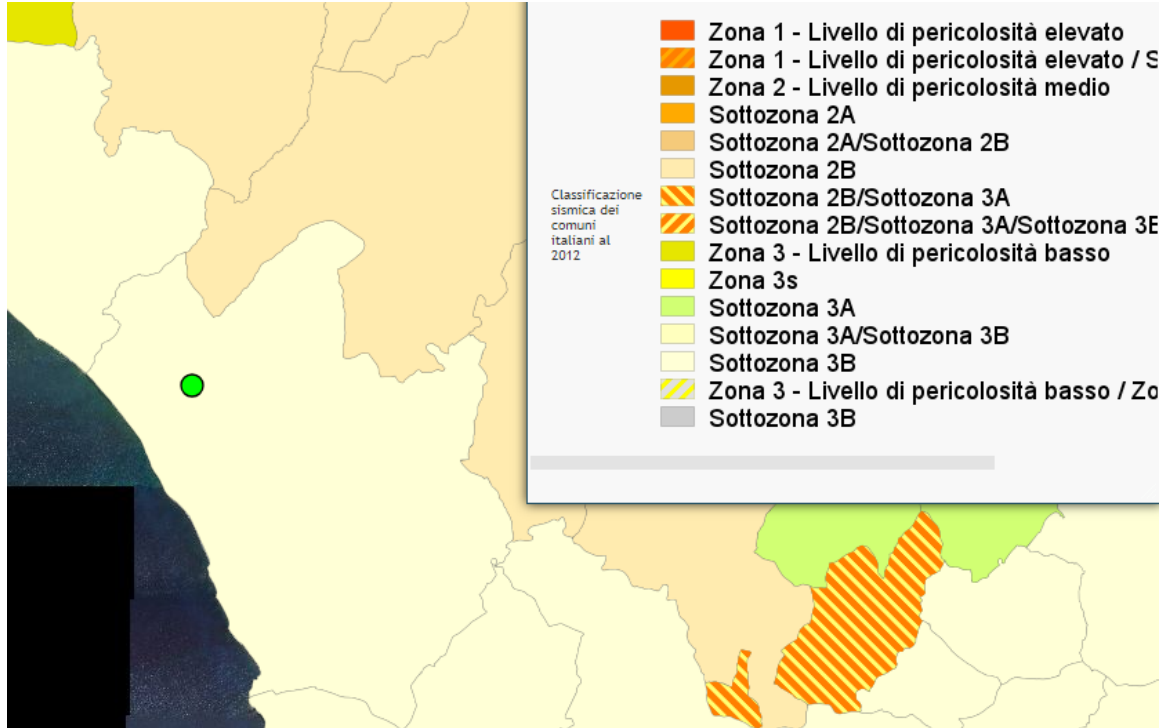


Inquadramento su Carta geologica del Lazio

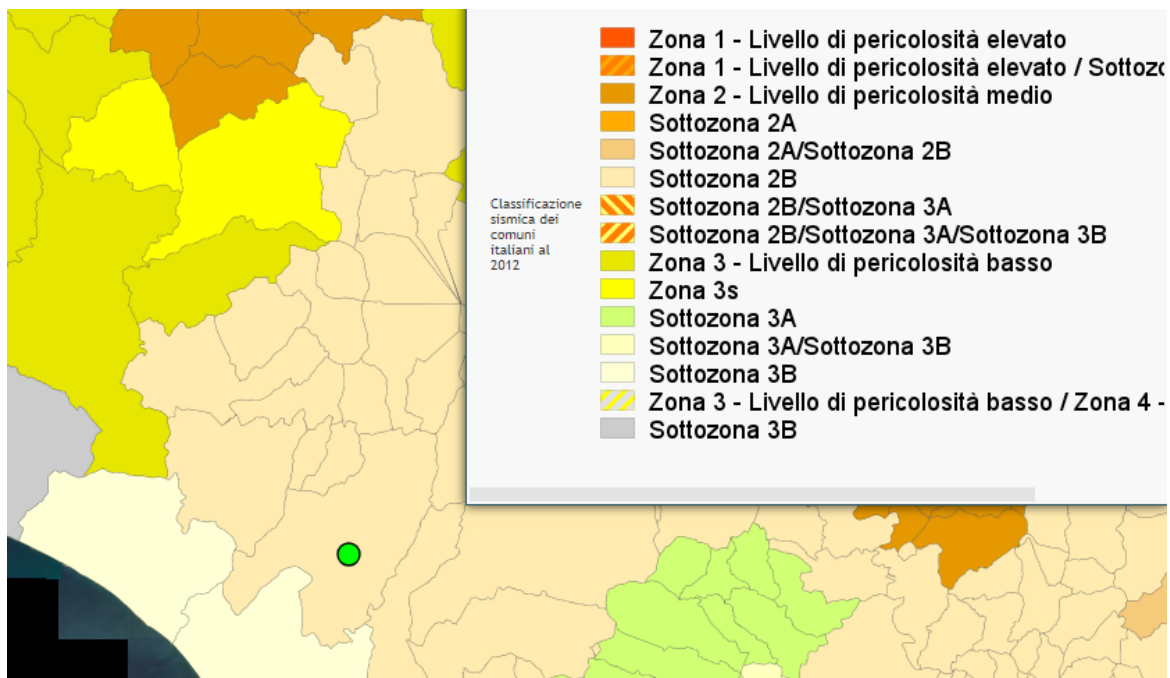


## 2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Si illustra di seguito la Classificazione sismica del Comune di Tarquinia secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Lazio n. 387 del 22 maggio 2009, successivamente modificata con la D.G.R. n. 571 del 2 agosto 2019.



*Individuazione del comunedi Tarquinia Area Aerogeneratori classificazione sismica  
**Sottozona 3B** Livello di pericolosità sismica medio*



*Individuazione del comune di **Tuscania** in funzione della classificazione sismica  
**Sottozona 2B** Area Sottostazione SSE*



Area Aerogeneratori <b>Zona sismica 3B</b>	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti. La sottozona 3B indica un valore di $a_g < 0,10g$ .
Area Sottostazione <b>Zona sismica Sottozona 2B</b>	Zona con pericolosità sismica media, dove possono verificarsi forti terremoti con valori di $a_g < 0,20g$

La zona **Area Aerogeneratori** è classificata dal punto di vista della pericolosità sismica come **Zona Sismica 3B**.

La zona **Area Sottostazione Elettrica SSE** è classificate dal punto di vista della pericolosità sismica come **Sottozona Sismica 2B**.

Nell'ambito del presente studio, sono state eseguiti n. 4 profili MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*). Sulla base dell'indagine sismica è stato possibile stimare la categoria di suolo per il sito in esame. Per tutti gli aerogeneratori l'area in studio è classificata come **Categoria "B"** Depositi di ghiaia e sabbia molto addensate o di argille molto consistenti con **Vs30** compreso tra **387.8.3 m/s e 465.7 m/s**. La Sottostazione di Trasformazione Elettrica (**SSE**) l'area in studio è sempre classificata come **Categoria "C"** Depositi di ghiaia e sabbia mediamente addensate o di argille di media consistenza con **Vs30** pari a **335.1 m/s**.

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	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.
<b>B</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.
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
<b>E</b>	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

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

### **2.3. 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.

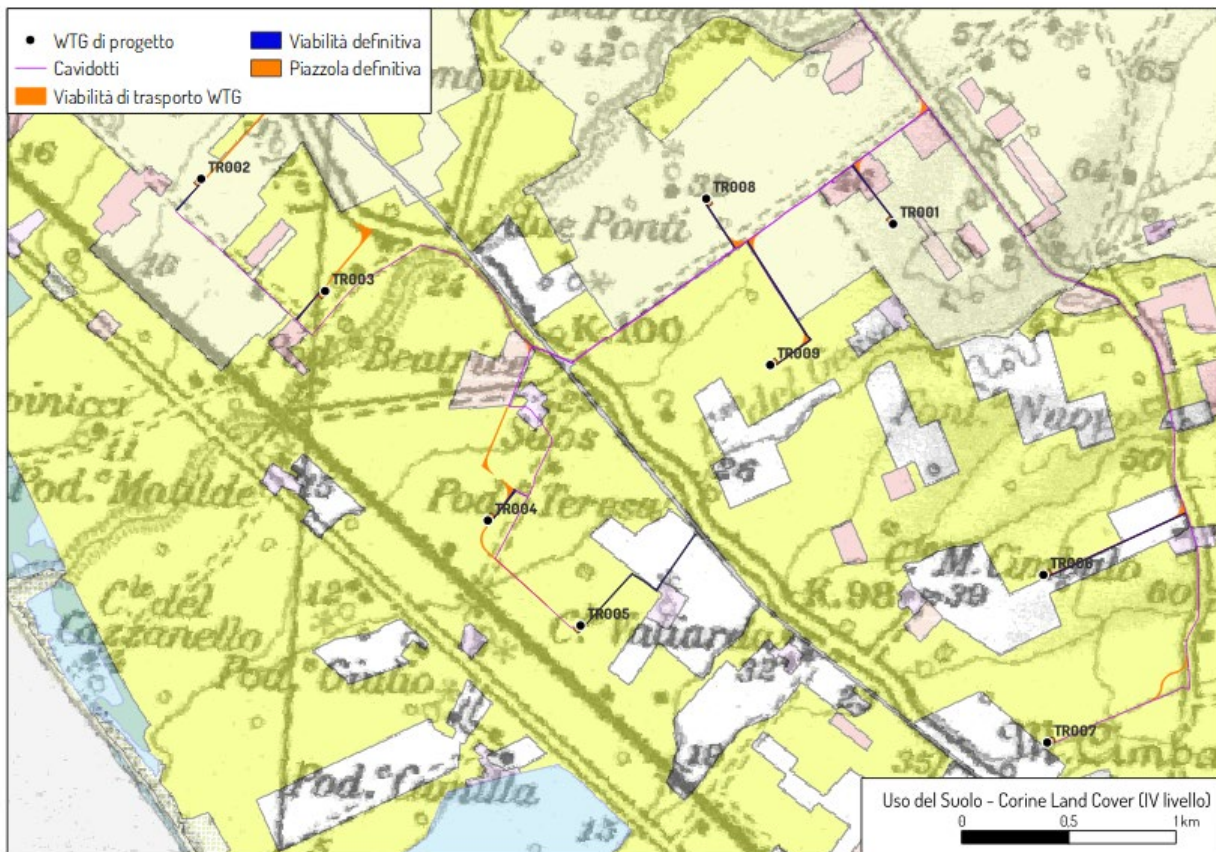




La carta Corine Land Cover suddivide il territorio in sottosistemi, particolareggiando sempre più nel dettaglio le diverse tipologie di paesaggi urbani, agrari, naturali e delle relative attività svolte dall'uomo:

- 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 irrigue e non irrigue. Nell'area è distribuito qualche terreno coltivato a vigneto. È comunque da notare che la carta dell'uso del suolo rappresentata in stralcio risale al 2003, pertanto alcune destinazioni d'uso possono essere mutate nel corso del tempo. Per le aree in cui ricadono le opere di impianto è stato confermato da ortofoto-interpretazione e da sopralluogo in campo l'utilizzo a seminatoivo semplice.



2121 – Seminativi in aree irrigue

2111 - Seminativi in aree non irrigue

221 - Vigneti

Uso del Suolo





### 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 contraddistinto in un unico sismostrato 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 individua un sismostrato

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	471	1,5 ÷ 20,0	<i>Sabbie con livelli di limo e ghiaia</i>
2	471	20,0 ÷ 30,0	<i>Argille, argille limose, a luoghi con cristalli di gesso e livelli calcarenitici</i>

- ✓ SSE: si individua un sismostrato

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	243	0,0 ÷ 15,0	<i>Sabbie limose</i>

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

- Area installazione aerogeneratori – Sabbie con livelli di limo e ghiaia (Tab.1)  
 Argille, argille limose, a luoghi con cristalli di gesso e livelli calcarenitici;
- Area SSE – Sabbie limose (Tab.3).

Tab. 1 - Sabbie con livelli di limo e ghiaia

<b>Parametri fisici</b>	
p.v. naturale	<b>18.0 kN/mc</b>
p.v. saturo	<b>18.65 kN/mc</b>
poisson	<b>0.46</b>
angolo di attrito	<b>28°</b>

Tab. 2 - Argille, argille limose, a luoghi con cristalli di gesso e livelli calcarenitici

<b>Parametri fisici</b>	
p.v. naturale	<b>19.50 kN/mc</b>
p.v. saturo	<b>19.80 kN/mc</b>
poisson	<b>0.46</b>
angolo di attrito	<b>26°</b>



Tab. 3 – Sabbie limose

<b>Parametri fisici</b>	
p.v. naturale	<b>18 kN/mc</b>
p.v. saturo	<b>18.5 kN/mc</b>
poisson	<b>0.49</b>
angolo di attrito	<b>24°</b>

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  $\phi$  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) =  $(\pi * D^2/4)$

$\gamma$  = 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

$\eta$  = 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  $\epsilon_v$  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  $\alpha$  proposto da Tomlinson (1971), ovvero attraverso la formula:

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

dove

$\alpha$  = 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 =  $\gamma H_{med}$

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

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$\delta$  = angolo di attrito efficace calcestruzzo-terreno di fondazione =  $\phi$

$K$  = 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)

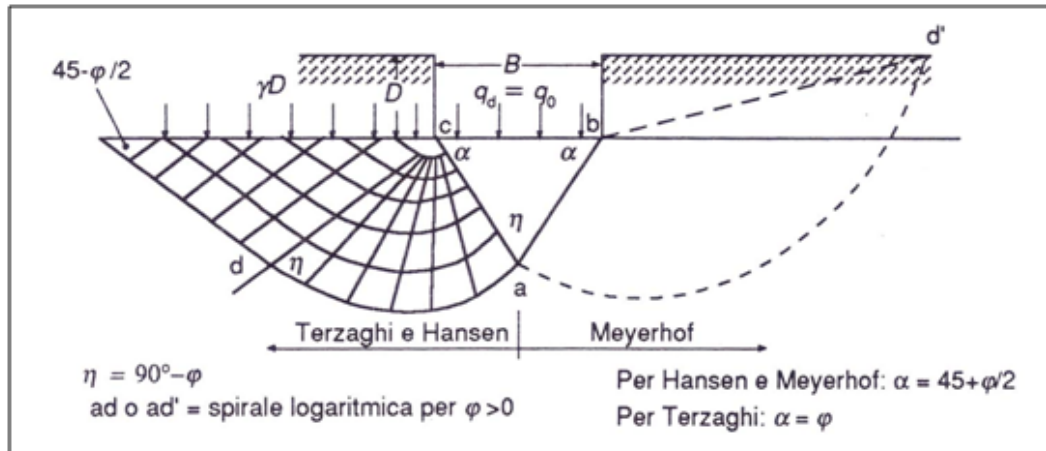
#### 4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

$\gamma_1$  = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

$\gamma_2$  = 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  $\theta$  è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(K<sub>hi</sub>) ove K<sub>hi</sub> 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  $\beta_m$  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
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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.<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup>) = modulo elastico del terreno (Young);

$E_f$  (daN / cm<sup>2</sup>) = modulo elastico della fondazione;

$I_f$  (cm<sup>4</sup>) = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  (cm) = larghezza della fondazione;

$\nu$  = 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  $X_k/\gamma_M$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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.

