

REGIONE SICILIA
Provincia di Trapani
COMUNI DI MAZARA DEL VALLO E MARSALA



PROGETTO

PARCO EOLICO CHELBI
PROGETTO DEFINITIVO

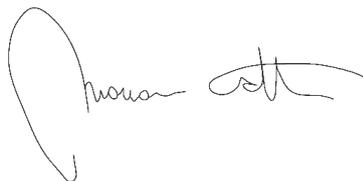
COMMITTENTE:

VGE 03 S.r.l.

Corso di Porta Vittoria, 4 – 20122 Milano (MI)
Tel. +39 0464 625100 - Fax +39 0464 625101 - PEC vge03.arn@pec.a2a.eu

PROGETTISTA:

HE **Hydro Engineering s.s.**
di Damiano e Mariano Galbo
via Rossotti, 39
91011 Alcamo (TP) Italy



OGGETTO DELL'ELABORATO:

**APPROFONDIMENTO GEOTECNICO PER IL
DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI**

N° Elaborato	DATA	SCALA	FOGLIO	FORMATO	CODICE DOCUMENTO
CH-CE34	Ottobre 2022	/	1 di 25	A4	

NOME FILE: CH-CE34-APPROFONDIMENTO GEOTECNICO PER DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI_REV00

Questo elaborato è di proprietà di VGE 03 ed è protetto a termini di legge

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	5
4	CARICHI AGENTI	6
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	7
5.1	MODELLAZIONE GEOTECNICA	8
5.2	CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE (PUNTO 6.4.3 DEL D.M.17/01/2018).....	15
5.3	VERIFICA DELLA PALIFICATA	17
5.4	CALCOLO DELLE TENSIONI E DEI CEDIMENTI.....	17
5.5	CALCOLI SPEDITIVI DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE.....	18
5.6	CAPACITÀ PORTANTE PER I CARICHI ORIZZONTALI	19
5.7	VERIFICA A LIQUEFAZIONE.....	22
5.8	EFFETTI DELL'INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA.....	23
5.9	TABULATI SINTETICI VERIFICHE GEOTECNICHE.....	23
6	CONCLUSIONI	25

1 PREMESSA

VGE03 S.r.l. (di seguito anche la “Società”), con sede in 20122 Milano (MI), Corso di Porta Vittoria n. 4, è una società appartenente al Gruppo A2A., multiutility italiana che fornisce servizi essenziali nei settori ambiente, acqua ed energia, per rispondere alle esigenze degli stili di vita contemporanei, nel rispetto di una sostenibilità di lungo periodo. Per quanto riguarda il settore energia, A2A copre tutta la catena del valore, operando nella generazione, vendita e distribuzione dell’energia elettrica.

A2A mira ad essere protagonista nel processo di decarbonizzazione del Paese; infatti, lo scorso gennaio ha presentato agli azionisti l’aggiornamento del proprio piano industriale 2021-2030, che prevede investimenti di circa 11 miliardi di euro per la Transizione Energetica e una potenza complessiva installata di impianti FER (considerando anche gli impianti idroelettrici) che passerà dagli attuali 2,5 GW a quasi 6 GW al 2030, corrispondenti ad una produzione annua di energia verde di circa 12 TWh.

A supporto della transizione energetica, sempre lo scorso anno, sono stati acquisiti portafogli di impianti sia eolici che fotovoltaici, che porteranno la potenza installata al 2022 con queste tecnologie a circa 600 MW, permettendo al Gruppo di consolidare la posizione di secondo operatore nazionale nelle rinnovabili.

A fine dicembre 2021, nell’ottica di perseguire gli obiettivi del proprio piano industriale, A2A ha annunciato la partnership industriale con Volta Green Energy, da cui è nata R2R, piattaforma italiana dedicata allo sviluppo e alla costruzione di nuovi impianti eolici e fotovoltaici, costituita da professionisti con esperienza più che decennale in questo settore; R2R ha iniziato nel mese di maggio di quest’anno i lavori di realizzazione di un impianto eolico in Sicilia della potenza di 30 MW e a breve inizierà i lavori di realizzazione di un impianto fotovoltaico, sempre in Sicilia, già autorizzato, per una potenza di 11 MW.

Nell’ambito dell’economia circolare, è da segnalare che nel 2021, il Gruppo ha finalizzato l’acquisizione dell’unico impianto di trattamento dei rifiuti industriali in Calabria; sempre in Calabria, A2A detiene impianti idroelettrici in esercizio per una potenza complessiva di circa 500 MW.

VGE 03 ha in progetto la realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica, mediante l’installazione di 7 aerogeneratori di potenza unitaria pari a 6 MW, per una potenza complessiva di 42 MW, nei territori dei Comuni di Mazara del Vallo e Marsala, in contrada Chelbi, Chelbi Maggiore, Masseria Vecchia e La Carcia, in provincia di Trapani (di seguito anche “Parco Eolico Chelbi”).

I terreni sui quali si intende realizzare l’impianto sono tutti di proprietà privata; di questi, quelli su cui è prevista l’installazione degli aerogeneratori sono nella disponibilità della Società proponente. Il territorio è caratterizzato da un’orografia prevalentemente collinare, le posizioni delle macchine hanno all’incirca un’altitudine media s.l.m. di 152 m.

Gli aerogeneratori del modello tipo scelto avranno un'altezza del mozzo pari a 115 m e un diametro del rotore pari a 170 m. L'altezza al top dell'aerogeneratore misurata dal piano di imposta è pari a 200 m.

La presente relazione ha per oggetto un approfondimento degli aspetti geotecnici di dimensionamento delle fondazioni del Parco Eolico Chelbi a seguito dell'indagine geognostica eseguita in situ nel mese di Ottobre 2022 eseguita dalla ditta CON.GEO s.r.l.

Per ciò che riguarda i caratteri geologici generali e del sito di costruzione e il modello geologico del volume significativo coinvolto si rimanda alla relazione geologica redatta Dott. Geol. Alessandro Mascitti redatta a seguito della suddetta indagine geognostica, si veda l'elaborato CH-CE32-R1 - STUDIO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO, IDROGEOLOGICO E SISMICO CON INDAGINI GEOGNOSTICHE di ottobre 2022.

Si prevede la realizzazione della fondazione del tipo indiretto. Le sollecitazioni considerate sulle opere di fondazione sono quelle provenienti dalla struttura sovrastante di un aerogeneratore similare.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018 e Circ. C.S.LL.PP. n° 7 del 21/01/2019,

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- IEC 60400-1 “Wind Turbine safety and design”;
- Eurocodice 2 “Design of concrete structures”.
- Eurocodice 3 “Design of steel structures”.
- Eurocodice 4 “Design of composite steel and concrete structures”.
- Eurocodice 7 “Geotechnical design”
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance”.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Il progetto prevede la realizzazione di opere di fondazioni del tipo indiretto sia in funzione della esperienza dello scrivente su aree simili ma anche sulla base dello studio geologico integrativo redatto dal Dott. Geol. Mascitti nell'ottobre 2022 a cui si rimanda per tutti gli approfondimenti.

La fondazione indiretta sarà costituita da un plinto in pianta circolare, avente diametro pari a 21-22 m, posto su 22-26- pali di diametro $\Phi 1000$ e lunghezza di circa 25 m.

Le dimensioni sopra riportate si deducono da fondazioni similari progettate dallo scrivente in c/da Elimi a pochi Km di distanza con terreni del tutto similari.

Il plinto previsto avrà una suola di forma troncoconica, con altezza pari a 1,80 m al bordo esterno e pari a 2,40 m in corrispondenza della parte centrale ed un raggio di 2,90 m, ove è presente un colletto cilindrico che si eleva sulla suola di ulteriori 0,69m. Il colletto presenterà quindi un'altezza complessiva pari a 3,09m.

4 CARICHI AGENTI

Per i carichi agenti si faccia riferimento al documento CH-CE29-RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI allegato al progetto definitivo.

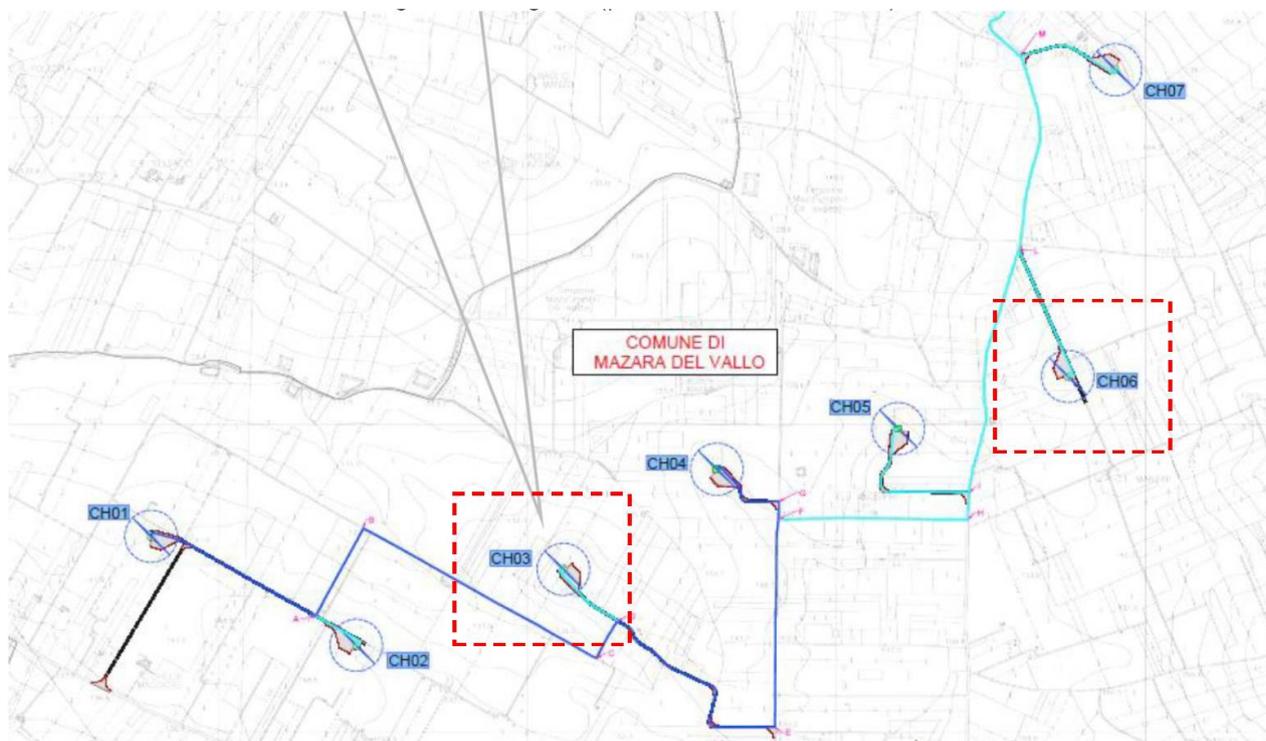
5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per quanto riguarda la descrizione dell'ambito geologico e geomorfologico dell'area dove insisteranno le opere di progetto si rimanda allo studio geologico ed alla documentazione integrativa redatta dal Dott. Geol Mascitti.

5.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione stratigrafica e geofisica dei siti di progetto è stata ottenuta tramite i dati derivanti dall'indagine geognostica eseguita dalla ditta CON.GEO Srl nell'Ottobre 2022 con esecuzione di:

- N° 2 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, in corrispondenza delle posizioni delle Torri CH3 e CH6;
- Esecuzione di n°3 prove SPT in foro per ogni sondaggio;
- Prelievo di n° 6 campioni in foro;
- Installazione di tubo piezometrico per l'intero sviluppo delle verticali di sondaggio;
- Analisi e prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni prelevati;
- n°2 indagini sismiche attive tipo MASW.



Ubicazione indagini eseguite

I sondaggi meccanici “S1 – CH6” e “S2 – CH3” sono stati eseguiti mediante una perforatrice oleodinamica con modalità a carotaggio continuo e con l'ausilio del carotiere semplice. La profondità d'indagine raggiunta è stata di 30,0 metri dal piano campagna per entrambi i sondaggi. L'area su cui verranno installati l'aerogeneratore CH03 e per correlazione CH01 e CH04 è caratterizzata dalla presenza di un minimo livello vegetale di circa 0,30 m a cui seguono depositi superficiali di natura alluvionale terrazzata sabbiosa ed arenacea giallo chiaro, poco cementate, aventi uno spessore complessivo di circa 1,90 metri.

Procedendo in profondità, i depositi terrazzati vengono sostituiti da limi argillosi e marnosi di colore bianco-grigio con intercalazioni argilloso-limose di colore giallastro, umide e plastiche, fino alla profondità di 6,50 metri dal p.c.. (Unità 1A)

A seguire si ha un incremento della frazione argillosa con limi argillosi poco alterati, umidi e plastici di colore giallastro fino alla profondità di 10,00 metri dal p.c.. (Unità 1B)

Dai 10,00 metri in poi fino a fine sondaggio (30,00 metri dal p.c.) si riscontra il substrato di riferimento, composto da limi argillosi grigiastri umidi e plastici con rari livelli di sabbie e arenarie grigie argille limose. (Unità 1C)

L'area su cui verranno installati l'aerogeneratore CH06 e per correlazione CH02, CH05 e CH07 è caratterizzata dalla presenza di un minimo livello vegetale di circa 0,40m a cui seguono depositi superficiali di natura alluvionale terrazzata sabbiosa limosa biancastra, aventi uno spessore complessivo di circa 1,10 metri.

Procedendo in profondità si hanno limi a tenore sabbioso prevalente di colore dal giallo chiaro con intercalazioni sottili marnose argilloso-limose (fino a circa 3,00 metri dal p.c.) al giallo chiaro biancastro con livelli marnosi fino alla profondità di 6,00 metri dal p.c.. (Unità 2A)

A seguire si ha un incremento della frazione argillosa con limi argillosi e marne sabbiose di colore dal giallo chiaro al biancastro fino alla profondità di 10,00 metri dal p.c..

Dai 10,00 metri fino ai 12,00 metri si hanno limi argillosi biancastri, umidi e plastici. (Unità 2B) A seguire fino ai 16,90 metri si hanno limi argillosi giallastri, umidi e plastici.

Dai 16,90 metri in poi fino a fine sondaggio (30,00 metri dal p.c.) si riscontra il substrato di riferimento, composto da limi argillosi grigiastri umidi e plastici con rari livelli sabbiosi giallastri. (Unità 2C)

In entrambe le verticali di indagine, a seguito di installazione di tubo piezometrico e rilievo freaticometrico puntuale, non si è riscontrata la presenza di falda freatica stabilizzata.

Nel complesso i parametri litotecnici dedotti, con particolare attenzione alle caratteristiche meccaniche, risultano discreti, con un miglioramento delle proprietà all'aumentare della profondità. Si rilevano inoltre parametri caratteristici meccanici leggermente superiori lungo la verticale S2 (litotipi a > componente sabbioso-arenacea) rispetto alla S1 (prevalentemente limoso-argilloso).

Relativamente al primo orizzonte a tenore prevalentemente sabbioso-arenaceo con spessore di circa 3,00m dal p.c., nel caso del S2, si hanno caratteristiche da discrete ad ottime come evidenziato nella tabella che segue (Unità 2A).

Le Unità 1C e 2C afferenti alla formazione pelitica-marnosa di substrato geologico risultano parametricamente in linea rispetto alle due verticali indagate e con valori discreti.

In riferimento alle N.T.C. di cui al D.M. del 17/01/18, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, utilizzando le indagini sismiche reperite, si è verificato che il sottosuolo sul quale verranno realizzate le torri in studio ricade complessivamente nella categoria sismica C come dettagliato nei paragrafi precedenti sulla base delle indagini geofisiche MASW eseguite in corrispondenza delle verticali di indagine CH03 e CH06 con velocità comprese tra 322,58 m/s e 327,04 m/s.

La Magnitudo attesa media per il sito in esame risulta pari a 5.220 con ag allo SLV pari a 0,060. Tale valore ag risulta di bassa entità e non rappresenta vincolo ostativo per la realizzazione del parco eolico relativamente all'aspetto strutturale-fondazionale al contrario risulta funzionale al fine di adottare le idonee soluzioni tecniche a sopportare le sollecitazioni sismiche attese per il sito. Nella tabella seguente si riepilogano le prove SPT eseguite, le profondità, l'Nspt, il valore di coesione non drenata interpretato (per terreni coesivi) ed il modulo elastico (correlato da SPT) per i sondaggi di interesse considerati nel presente studio. Le schede di correlazione sintetiche con le rispettive correlazioni adottate e considerate per il caso in esame sono di seguito allegate.

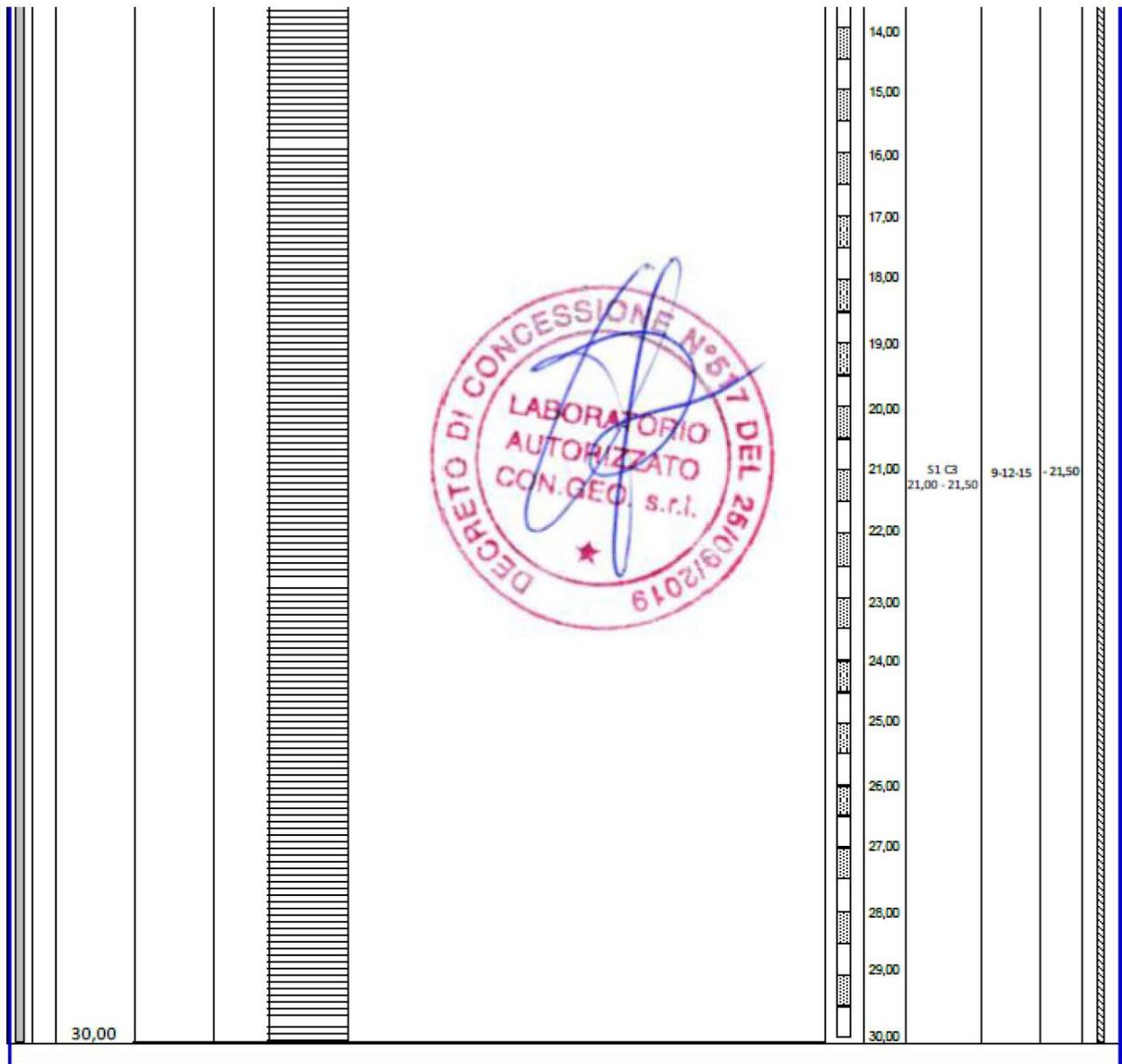
INTERPRETAZIONE DELLE PROVE SPT						
PROVA	NSPT	PROF. (m)	Cu (KPa)	ϕ	Ed (Kg/cmq)	E (Kg/cmq)
S1	14	3.60	155		77	112
S1	20	9.60	165		110	160
S1	27	21.50	235		148	216
S2	27	3.70	338		148	216
S2	32	9.70	237		176	256
S2	26	21.00	192		143	208

Sondaggio	S1	S1	S1	S2	S2	S2
Caratteristiche fisiche						
Campione	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Profondità	3,00	9,00	21,00	3,00	9,00	19,50
Altezza (cm)	52,0	51,0	41,0	53,0	54,0	52,0
Contenuto d'acqua W (%)	33,14	36,96	34,39	24,15	24,54	33,08
Peso di volume g (kN/m3)	18,15	17,87	18,16	19,36	18,78	18,31
Peso di volume secco gd (kN/m3)	13,63	13,05	13,52	15,60	15,08	13,76
Peso specifico gs (kN/m3)	26,56	26,44	26,36	26,42	26,45	26,42
Porosità n (%)	48,6 7	50,6 5	48,74	40,97	43,00	47,91
Indice dei vuoti	0,95	1,03	0,95	0,69	0,75	0,92
Saturazione (%)	94,6 2	97,0 9	97,23	93,76	87,75	96,89
Limite liquido (%)	65,8 8	63,5 4	59,81	64,91	51,19	57,37
Limite plastico (%)	26,6 9	26,5 9	27,39	26,52	21,58	27,14
Ghiaia (%)						
Sabbia (%)	1,60	2,18	6,08	9,44	8,92	6,32
Limo (%)	75,7 0	74,4 8	59,83	65,43	64,70	53,17
Argilla (%)	22,7 0	23,3 4	34,08	25,13	26,38	40,51

Sondaggio S1 – CH06

Committente: R2R	
Sito: Mazara del Vallo (TP)	
Progetto: VGE03 - PE CHELBI	
Data: 04/10/2022	
Sondaggio: S1 - CH6	
Tipo attività: Sondaggio a C.C.	
Direzione cantiere: Dr. Geol. V. Costanza	
profondità sondaggio c.c.: 30,00 m rivestimento: 10 m	
Lat: 37° 46'50.05"N Long: 12°46'46.2"E	

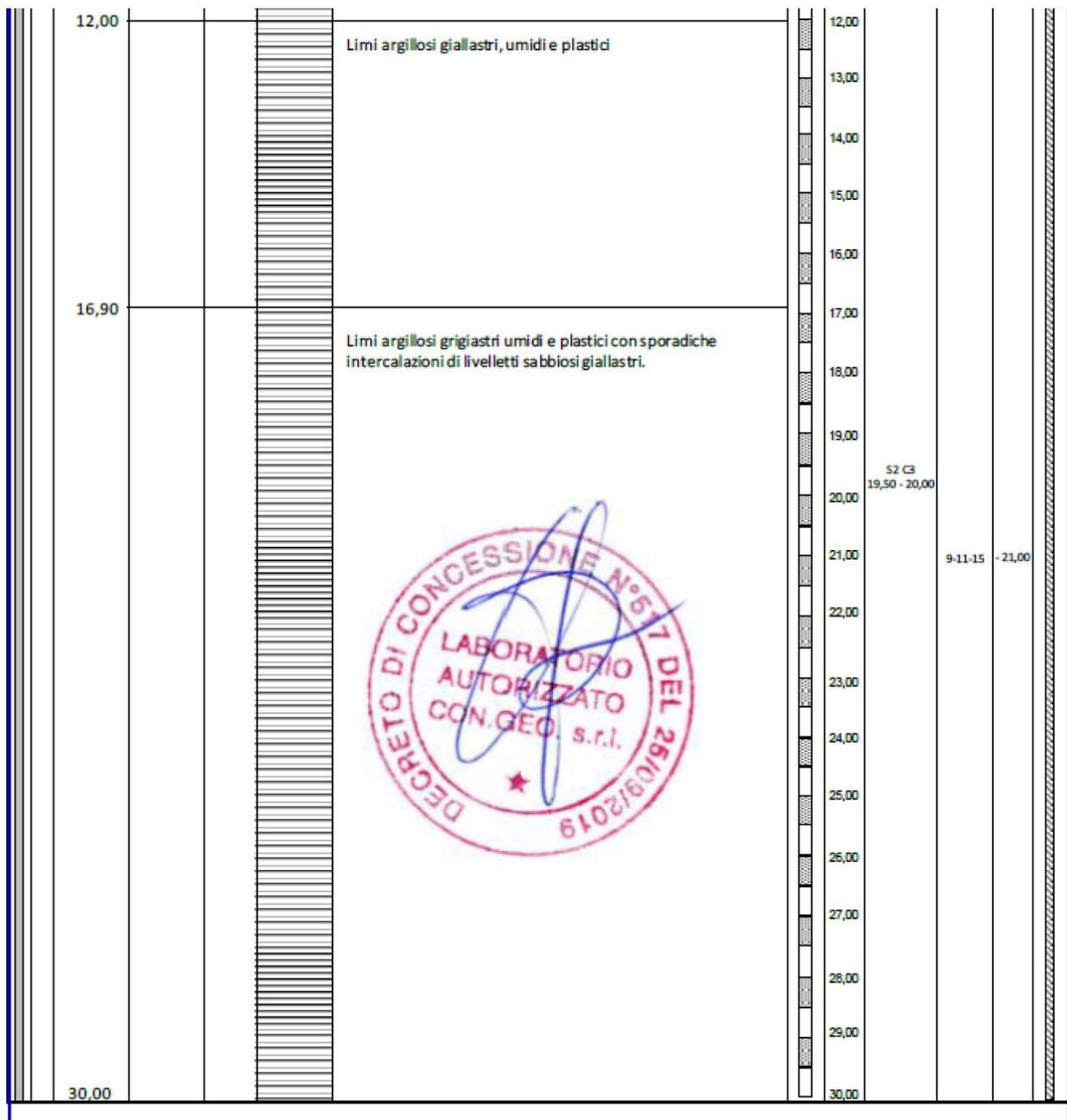
Spes. (mm)	Profondità progressiva (m)	pocket penetr. (kg/cmq)	% carot.	Litologie	Descrizione del terreno	m	Campioni		SPT		Piezometrico
							prof.	n. colpi	m		
	0,30				Terreno vegetale	0,00					
	1,50				Sabbie e arenarie poco cementate giallo chiaro	1,00					
	2,20				Arenarie giallo chiaro	2,00					
	6,50				Limi argillosi e mamosi di colore bianco - grigio con intercalazioni argillo limose di colore giallastro, umide e plastiche	3,00	S1 C1 3,00 - 3,60	4-6-8	-	3,60	
	10,00				Limi argillosi poco alterate, umide e plastiche di colore giallastro	7,00					
					Limi argillosi grigiastri umidi e plastici con rari livelli di sabbie e arenarie grigie	9,00	S1 C2 9,00 - 9,60	8-9-11	-	9,60	
						11,00					
						12,00					
						13,00					
						14,00					
						15,00					
						16,00					
						17,00					



Sondaggio S2 - CH03

Committeni		
Sito:		Mazara del Vallo (TP)
Progetto:		VGE03 - PE CHELBI
Data:		05/10/2022
Sondaggio:		S2 - CH3
Tipo attività:		Sondaggio a C.C.
Direzione cantiere		Dr. Geol. V. Costanza
profondità sondaggio c.c.: 30,00 m rivestimento: 10 m Lat: 37°46'26.6"N Long: 12°35'38.7"E		

Profondità mm	Profondità progressiva m	pocket penetr kg/cmq	% carot.	Litologie	Descrizione del terreno	Campioni		SPT		Pneumatici
						m	prof.	n. colpi	m	
0,40					Terreno vegetale	0,00				
1,00					Sabbie limose con sostanze organiche	1,00				
1,50					Sabbie sciolte e limi biancastri					
3,00					Limi sabbiosi di colore giallo chiaro con intercalazioni di sottili livelli marnosi.					
6,00					Limi sabbiosi di colore dal giallo chiaro a biancastri con livelli marnosi	3,00	S2 C1 3,00 - 3,70	9-13-14	-3,70	
10,00					Limi sabbiosi e marne sabbiose di colore dal giallo chiaro al biancastro					
12,00					Limi argillosi biancastri, umidi e plastici					
16,90					Limi argillosi giallastri, umidi e plastici	9,00	S2 C2 9,00 - 9,70	11-15-17		



Si tratta di limi argillosi le cui caratteristiche geotecniche di calcolo derivabili dalle indagini eseguite sono riportate nella tabella seguente:

Caratteristiche meccaniche							
Campione		C1	C2	C3	C1	C2	C3
Profondità		3,00	9,00	21,00	3,00	9,00	21
Caratteristiche meccaniche							
Taglio diretto	c' (kN/m ²)	7,14	15,53	20,66	31,38	20,01	24,77
	φ' (°)	26,50	26,97	24,25	25,46	25,64	23,27
Tx UU	Cu (kN/m ²)	158,32	164,27		401,73		204,21
E _{LL}	Cu (kN/m ²)			237,07		232,22	
Ed (modulo edometrico) kg/cm ²		77	110	148	148	176	143
E (modulo elastico) kg/cm ²		112	160	216	216	256	208
Unità litotecniche uniformi		1A	1B	1C	2A	2B	2C

5.2 CARICO LIMITE DEI PALI DI FONDAZIONE (PUNTO 6.4.3 DEL D.M.17/01/2018)

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T : portanza totale del palo;
- Q_P : portanza di base del palo;
- Q_L : portanza per attrito laterale del palo;
- W_P : peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro; la portanza limite per ciascun palo è funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni incontrati in profondità lungo il fusto dei pali (Q_i) e sullo strato di base (Q_P).

Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza Q_i si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i "fattori di correlazione" ζ_3

e ξ_4 , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate”, riportati in tabella 6.4.IV:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, è stato realizzato un sondaggio geognostico in asse agli aerogeneratori CH03 e CH06 e pertanto il coefficiente di riferimento utilizzato nel calcolo è 1.70. A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti γ_R riportati nella tabella 6.4.II:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo.

La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche del terreno dei vari strati attraversati dal palo. La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau s dl$$

dove:

- τs rappresentano le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo-terreno;
- D il diametro del palo.

La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = A_p (cN_c + q_b N_q)$$

In particolare, sulla base di quanto riportato nel capitolo sulla modellazione geotecnica e in conformità a quanto si evince dalla relazione geologica si è ritenuto opportuno eseguire le relative verifiche geotecniche per le postazioni CH03 e CH06, rappresentative anche di tutti gli altri aerogeneratori dell'impianto, facendo riferimento sia a condizioni drenate che a condizioni non drenate.

Pertanto, la portanza di base del palo è calcolata, nel caso delle condizioni drenate, come:

$$Q_p = qb \cdot Ab$$

dove

q_b , che esprime il valore ultimo della pressione alla base, è stato determinato con l'approccio di Hansen. Nel caso di analisi in condizioni non drenate ($\Phi=0$; $c'=c_u$) si assume il valore N_c pari a 9 (assunzione di Skempton) mentre N_q può essere assunto pari all'unità.

5.3 VERIFICA DELLA PALIFICATA

Il carico ammissibile della palificata deve essere determinato tenendo conto del carico ammissibile del singolo palo e della influenza della configurazione geometrica della palificata, del tipo costruttivo di palo, della costituzione del sottosuolo e del tipo di struttura di collegamento orizzontale in testa ai pali. Pertanto, a vantaggio di sicurezza si considera il carico limite della palificata riferito al carico limite del singolo palo ridotto per effetto dell'efficienza di gruppo E_g . Quest'ultimo, viene calcolato secondo la teoria di Feld (cfr Poulos e Davis) che riduce la portanza di ogni singolo palo di un valore pari a 1/16 per ogni palo adiacente.

I risultati del carico limite tengono, quindi, conto della suddetta riduzione. Il carico ammissibile della palificata deve essere stabilito anche in relazione al valore dei cedimenti assoluti e differenziali compatibili con la sicurezza e la funzionalità dell'opera e di quelle adiacenti.

5.4 CALCOLO DELLE TENSIONI E DEI CEDIMENTI

La determinazione dei cedimenti è stata condotta con l'ausilio del software agli elementi finiti API ++14 della software house AZTEC Informatica. Dal punto di vista analitico, dopo aver determinato la portanza laterale e di punta del palo, questo viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo. Lungo il fusto del palo vengono disposte delle molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare, le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso. La rigidità della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

dove:

- c_a è l'aderenza palo terreno;
- σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z ;
- δ è l'angolo d'attrito palo terreno;

- K_s è il coefficiente di spinta;
- D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

Il calcolo dei cedimenti è basato sulle caratteristiche di deformabilità dei terreni e della struttura sovrastante, tenendo conto dei valori dei carichi permanenti, del tipo e della durata di applicazione dei carichi. Il cedimento massimo riscontrato deve essere inferiore al cedimento limite accettabile per la struttura sovrastante che dipende dalla rotazione massima della flangia di base solidale con il plinto; la suddetta inclinazione non può essere superiore al 3 mm/m. Pertanto, poiché il plinto presenta una distanza massima tra due punti opposti pari a 18,00 m, il cedimento differenziale tra due punti posti a tale distanza può al più essere pari a 5,50 cm.

La scelta progettuale di non realizzare le fondazioni dirette è fortemente vincolata al rispetto del vincolo del cedimento differenziale massimo, pari a 5,50 cm, al fine di garantire le adeguate condizioni di operatività.

5.5 CALCOLI SPEDITIVI DELLA RIGIDEZZA ROTAZIONALE

Per quanto riguarda la verifica della rigidezza rotazionale della fondazione, si fa riferimento a quanto indicato dal produttore della torre nel documento “Foundation load specification - Delta4000 N163/5.X TS118-00” con n° 2001250EN i seguenti valori limite :

Parameter	Value	
$k\phi, \text{dyn [MNm/rad]} =$	140.000	Torsion spring taken into consideration
$k_{hor}, \text{dyn [MN/m]} =$	500	Horizontal spring stiffness

La fondazione è stata schematizzata mediante elementi tipo shell, connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. La fondazione risulta completamente libera in ogni suo nodo, a meno di quelli di collegamento ai pali che li seguono in

ogni loro spostamento. Analizzando i cedimenti mediante il modello FEM descritto, possiamo individuare la rotazione del modello analizzato e metterla in relazione al momento che l'ha provocata al fine di determinare la rigidità della fondazione.

Il momento agente che crea la deformata in esame è pari a 170.585,70 kNm.

La deformazione totale del modello individuata tra i punti di massimo e minimo cedimento della fondazione è estrapolabile dalla relazione che riporta i tabulati di calcolo G2_R.5-METE605G2Rrts018R0. Il maggiore cedimento è riportato nel modello EL06N nd per la combinazione di carico 3 ed i dati possono essere raccolti nella seguente tabella:

RIGIDEZZA ROTAZIONALE			
max cedimento modello T06nd			
nodo	X (m)	Y (m)	w (mm)
174	0,00	-3,71	5,61485
1230	0,00	10,00	-0,95296
			Δw 6,57 mm
			ΔL 13710 mm
			θ 0,00048 rad
			M 176.571,00 kN
			K_R 368.584 MNm/rad

RIGIDEZZA TRASLAZIONALE	
max spostamento uy T05nd	
nodo	u (mm)
1258	3,0
	F_y 1.836,67 kN
	K_T 612 MN/m

$K_\varphi = 368.584 \text{ MNm/rad} > 140.000 \text{ MNm/rad}$.

$K_h = 612 \text{ MNm/m} > 500 \text{ MNm/m}$.

Dopo aver analizzato il confronto numerico tra la rigidità rotazionale di progetto e la rigidità rotazionale richiesta possiamo concludere che la verifica risulta positiva.

5.6 CAPACITÀ PORTANTE PER I CARICHI ORIZZONTALI

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali.

Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi. In particolare, sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo

sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidzze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

In aggiunta, i pali di contrasto sono stati verificati nei riguardi del carico limite orizzontale, facendo riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa. Il calcolo è stato eseguito tramite le formulazioni che fanno riferimento alla presenza di terreni puramente coesivi, come nel caso in esame. Nel caso in esame, i pali non rientrano nella categoria di pali corti poiché il valore del momento in testa è minore al valore massimo M_y . Si presenta necessario verificare se si ricade nella tipologia dei pali "lunghi" o "intermedi".

Il progetto delle fondazioni profonde prevede di adottare n. 22 pali del diametro $\Phi 1000$ mm, con armatura longitudinale costituita da $22\Phi 22$, di lunghezza pari a 25,00 m.

In tutti i casi rientriamo nella casistica di palo lungo, secondo la classificazione di Broms: il momento di plasticizzazione della sezione considerata M_y risulta pari a 1220 kNm (vedi la figura seguente).

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 50 [cm]

Raggio interno _____ [cm]

N* barre uguali 22

Diametro barre 2,2 [cm]

Copriferro (baric.) 7,3 [cm]

N* barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6

τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 1.220 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

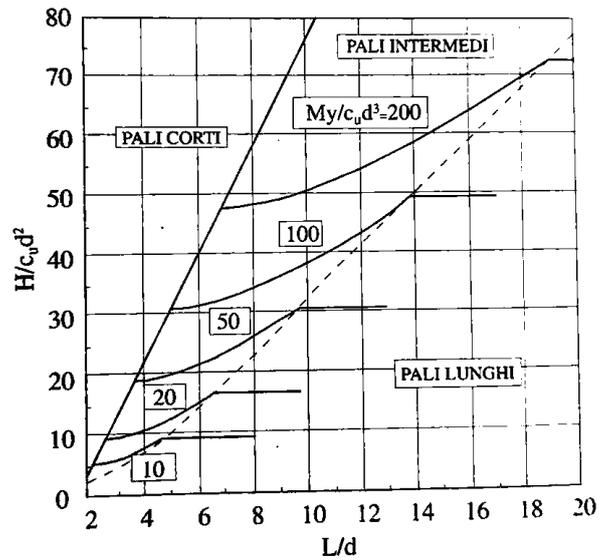
ϵ_s 10,47 ‰

d 92,7 cm

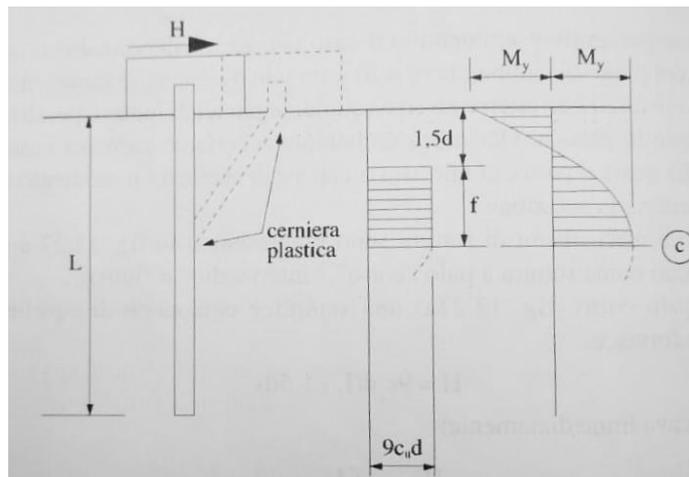
x 23,22 x/d 0,2505

δ 0,7532

Tramite il seguente grafico si ottiene che nel caso in esame ricade sempre nella tipologia dei pali lunghi.



Per pali “lunghi” come quelli in argomento, il valore del carico limite orizzontale dipende solo dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dal valore del momento di plasticizzazione della sezione retta del palo (Viggiani – Fondazioni, citato).



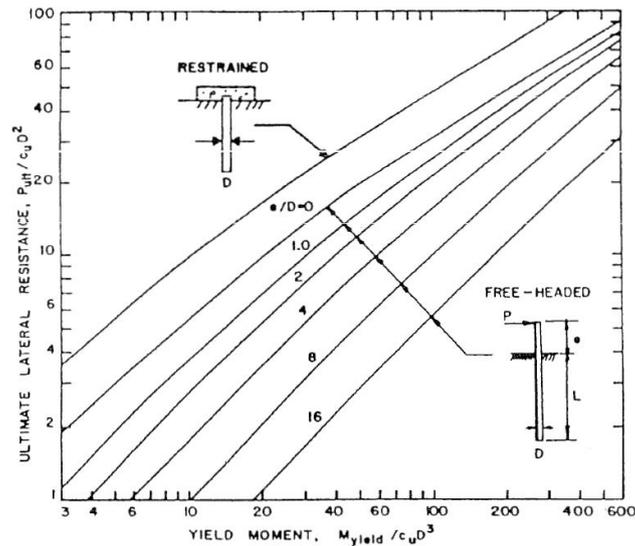
Pertanto, nei pali lunghi con la sezione di testa del palo vincolata si potrà raggiungere il momento di plasticizzazione alla sommità incastrata e un'ulteriore cerniera plastica si formerà ad una certa profondità ($1,5d+0,5f$) avendo quindi per le condizioni di equilibrio alla rotazione del tratto del palo compreso fra le due cerniere plastiche:

$$2M_y = h(1,5d + 0,5f)$$

dalla quale si ottiene:

$$H/c_u d^2 = -13,5 + (182,25 + 36M_y/c_u d^3)^{0,5}$$

Le equazioni sopra riportate sono esplicitate per mezzo dei seguenti grafici (Viggiani – Fondazioni, citato):



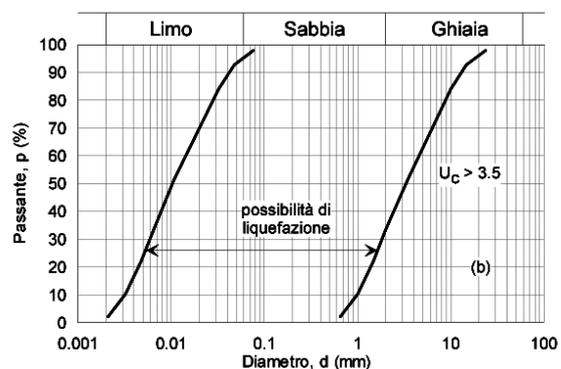
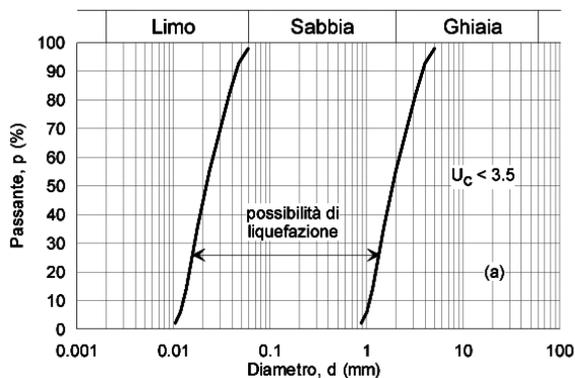
Valori limite di H per pali lunghi liberi o impediti di ruotare in terreni coesivi

La verifica consisterà nel confronto tra la massima H sollecitante indotta in testa ai pali di fondazione e la H_{ult} resistente della sezione così determinata; nelle analisi di progetto tutte le verifiche risultano positive.

5.7 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Gli effetti dell'interazione cinematica terreno struttura possono non essere valutati e portati in conto se si manifesta anche solo una delle seguenti condizioni secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 7.11.3.4.2.:

- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti.



Visto il manifestarsi contemporaneo delle condizioni 3 e 4, si potrà escludere il fenomeno della liquefazione in caso di sisma nei terreni presenti in sito.

5.8 EFFETTI DELL'INTERAZIONE CINEMATICA TERRENO STRUTTURA

Gli effetti dell'interazione cinematica terreno struttura devono essere valutati e portati in conto solo se si verificano simultaneamente le seguenti condizioni, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 al paragrafo 7.11.5.3.2, deve essere condotta:

- per le costruzioni di classe d'uso III e IV;
- per sottosuoli di tipo D o peggiori;
- in siti a sismicità media o alta ($a_g > 0,25g$);
- in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto fra strati contigui di terreno.

Le suddette condizioni non si verificano simultaneamente quindi la verifica si può ritenere soddisfatta.

5.9 TABULATI SINTETICI VERIFICHE GEOTECNICHE

A seguire si riporta, una sintesi dei Fattori di Sicurezza dei singoli Pali (relativi alle verifiche geotecniche).

Le tabelle che seguono sono estratte direttamente dai tabulati di calcolo completi estrapolati dal software AZTEC e riportati per intero nella relazione di predimensionamento delle fondazioni a cui si rimanda per gli approfondimenti

Fondazione con 22 pali da 25,0 m – Condizioni Drenate

n°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FSv	T [kN]	Td [kN]	FSo
1	Piastra 1	1326,47	4531,00	3.416 (13)	81,30	570,61	7.018 (3)
2	Piastra 1	1202,75	4531,00	3.767 (13)	81,53	570,61	6.999 (3)
3	Piastra 1	1094,05	4531,00	4.141 (13)	81,96	570,61	6.962 (3)
4	Piastra 1	1009,92	4531,00	4.486 (13)	82,54	570,61	6.913 (3)
5	Piastra 1	956,28	4531,00	4.738 (13)	83,22	570,61	6.857 (3)
6	Piastra 1	-562,74	2603,84	4.627 (3)	83,92	570,61	6.800 (3)
7	Piastra 1	955,95	4531,00	4.740 (13)	84,58	570,61	6.746 (3)
8	Piastra 1	1009,38	4531,00	4.489 (13)	85,17	570,61	6.700 (3)
9	Piastra 1	1093,18	4531,00	4.145 (13)	85,64	570,61	6.663 (3)
10	Piastra 1	1201,73	4531,00	3.770 (13)	85,96	570,61	6.638 (3)
11	Piastra 1	1325,57	4531,00	3.418 (13)	86,12	570,61	6.626 (3)
12	Piastra 1	1647,28	4531,00	2.751 (3)	86,12	570,61	6.625 (3)
13	Piastra 1	2185,92	4531,00	2.073 (3)	85,96	570,61	6.638 (3)
14	Piastra 1	2652,41	4531,00	1.708 (3)	85,64	570,61	6.663 (3)
15	Piastra 1	3007,84	4531,00	1.506 (3)	85,17	570,61	6.700 (3)
16	Piastra 1	3233,99	4531,00	1.401 (3)	84,58	570,61	6.746 (3)
17	Piastra 1	3308,40	4531,00	1.370 (3)	83,92	570,61	6.800 (3)
18	Piastra 1	3232,85	4531,00	1.402 (3)	83,22	570,61	6.857 (3)
19	Piastra 1	3006,29	4531,00	1.507 (3)	82,54	570,61	6.913 (3)
20	Piastra 1	2649,85	4531,00	1.710 (3)	81,96	570,61	6.962 (3)
21	Piastra 1	2182,62	4531,00	2.076 (3)	81,53	570,61	6.999 (3)
22	Piastra 1	1653,42	4531,00	2.740 (3)	81,30	570,61	7.018 (3)

Fondazione con 22 pali da 25,0 m – Condizioni Non Drenate

n°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FSv	T [kN]	Td [kN]	FS ₀
1	Piastra 1	1326,49	3517,94	2.652 (13)	81,30	570,61	7.018 (3)
2	Piastra 1	1202,74	3517,94	2.925 (13)	81,53	570,61	6.999 (3)
3	Piastra 1	1094,05	3517,94	3.216 (13)	81,96	570,61	6.962 (3)
4	Piastra 1	1009,97	3517,94	3.483 (13)	82,54	570,61	6.913 (3)
5	Piastra 1	956,37	3517,94	3.678 (13)	83,22	570,61	6.857 (3)
6	Piastra 1	940,30	3517,94	3.741 (1)	83,92	570,61	6.800 (3)
7	Piastra 1	956,00	3517,94	3.680 (13)	84,58	570,61	6.746 (3)
8	Piastra 1	1009,38	3517,94	3.485 (13)	85,17	570,61	6.700 (3)
9	Piastra 1	1093,07	3517,94	3.218 (13)	85,64	570,61	6.663 (3)
10	Piastra 1	1201,55	3517,94	2.928 (13)	85,96	570,61	6.638 (3)
11	Piastra 1	1325,39	3517,94	2.654 (13)	86,12	570,61	6.626 (3)
12	Piastra 1	1646,12	3517,94	2.137 (3)	86,12	570,61	6.625 (3)
13	Piastra 1	2183,10	3517,94	1.611 (3)	85,96	570,61	6.638 (3)
14	Piastra 1	2647,47	3517,94	1.329 (3)	85,64	570,61	6.663 (3)
15	Piastra 1	3008,22	3517,94	1.169 (3)	85,17	570,61	6.700 (3)
16	Piastra 1	3238,24	3517,94	1.086 (3)	84,58	570,61	6.746 (3)
17	Piastra 1	3313,53	3517,94	1.062 (3)	83,92	570,61	6.800 (3)
18	Piastra 1	3237,02	3517,94	1.087 (3)	83,22	570,61	6.857 (3)
19	Piastra 1	3006,63	3517,94	1.170 (3)	82,54	570,61	6.913 (3)
20	Piastra 1	2644,83	3517,94	1.330 (3)	81,96	570,61	6.962 (3)
21	Piastra 1	2179,61	3517,94	1.614 (3)	81,53	570,61	6.999 (3)
22	Piastra 1	1651,96	3517,94	2.130 (3)	81,30	570,61	7.018 (3)

6 CONCLUSIONI

Nell'ottobre 2022 sono stati eseguiti due sondaggi geognostici i cui risultati sono stati utilizzati per l'aggiornamento dello studio geologico.

Queste ultime sono state eseguite sotto la direzione del Dott. Geol. Mascitti che ha provveduto a redigere anche l'aggiornamento della relazione geologica.

I risultati hanno consentito di approfondire il modello geotecnico e di effettuare un predimensionamento delle fondazioni che ha confermato la validità della fondazione su pali la cui lunghezza si attesta a circa 25,0 m.