

REGIONE SICILIANA  
Comune di Mazara del Vallo  
Provincia di Trapani

PROPONENTE:  
VRG Wind 060 S.r.l.

**VRg** wind 060

**FICHTNER**  
ITALIA



**INGEGNERIA  
PROGETTI** SRL

PROGETTO:

Integrale Ricostruzione del Parco Eolico "VRG Wind 060"  
ubicato nel Comune di Mazara del Vallo (TP)

Elaborato: B.4

Formato: A4  
Numero foglio 1 di 51  
scala nessuna

Progetto definitivo

Elaborato:

Relazione Geotecnica

I progettisti

\_\_\_\_\_

*Firma*

\_\_\_\_\_

*Firma*

\_\_\_\_\_

*Firma*

\_\_\_\_\_

*Firma*

REV

DATA

PREPARATO

CONTROLLATO

APPROVATO

1

24/03/2023

Studio Rizzo

Fichtner

VRG Wind 060 S.r.l.

Job: F614

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 1 di 50
---	---	---	------------------------------------

## INDICE

1.	PREMESSA	3
1.1.	Descrizione del Proponente	3
1.2.	Sintesi del progetto	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.	LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
4.	GEOMETRIA DELLE OPERE	6
4.1.	Torre 6.0 MW HH125 m	6
4.2.	Sistema di ancoraggio	8
5.	MATERIALI	10
5.1.	Magrone	10
5.2.	Calcestruzzo	10
5.2.1.	Pali	13
5.2.2.	Plinto	14
5.2.3.	Torrino	15
5.3.	Acciaio d'armatura	16
5.3.1.	Caratteristiche meccaniche	16
5.4.	Copriferro	17
6.	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	20
6.1.	Inquadramento geomorfologico ed idrogeologico	20
6.2.	Determinazione della categoria sismica del terreno di Fondazione	23
7.	CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE	25
7.1.	Sistema di riferimento	26
7.2.	Carico da neve	26
7.2.1.	Calcolo del carico da neve	26
7.2.2.	Valore di riferimento del carico della neve al suolo	27
7.2.3.	Coefficiente di forma	28
7.2.4.	Coefficiente di esposizione	29
7.2.5.	Coefficiente termico	29
7.2.6.	Riepilogo azione della neve	29
7.3.	Carico da vento estremo	30
7.4.	Carico in condizioni sismiche	30
7.4.1.	Carico sismico in condizioni SLO (Stato limite di operatività)	31
7.4.2.	Carico sismico in condizioni SLD (Stato limite di danno)	31
7.4.3.	Carico sismico in condizioni SLV (Stato limite di salvaguardia della vita)	31
7.4.4.	Carico sismico in condizioni SLC (stato limite di prevenzione del collasso)	32
7.5.	Carichi di esercizio	32
7.6.	Carichi di fatica	32

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 2 di 50
---	---	---	------------------------------------

7.7. Azione sismica sul plinto	32
7.8. Carichi alla base della fondazione	33
<b>8. FONDAZIONE TORRE EOLICA</b>	<b>33</b>
8.1. Modello di calcolo	33
8.2. Modellazione pali di fondazione	34
8.2.1. Costante di Winkler orizzontale per i pali	34
8.2.2. Terreni coerenti	34
8.2.3. Terreni incoerenti	35
8.2.4. Costante di Winkler verticale per i pali	35
8.3. Combinazioni di carico	36
8.4. Verifiche pali CFA	36
<b>9. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE</b>	<b>38</b>
9.1. Definizione, impiego e classificazione delle fondazioni profonde	38
9.2. Capacità portante per carico verticale di un palo isolato	39
9.3. Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule statiche	40
9.4. Capacità portante laterale	41
9.4.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate (metodo $\alpha$ )	41
9.4.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate (metodo $\beta$ )	42
9.5. Capacità portante di punta	43
9.5.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate	43
9.5.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate	43
9.6. Capacità portante di pali in gruppo	45
9.7. Capacità portante per carico orizzontale	46
9.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo – rotazione impedita in testa	48
<b>10. CONCLUSIONI</b>	<b>50</b>

 <p><b>FICHTNER</b> ITALIA <b>INGEGNERIA PROGETTI s.r.l.</b></p>	<p align="center"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 3 di 50</p>
---	--	---	--

## **1. PREMESSA**

### **1.1. Descrizione del Proponente**

Il soggetto proponente del progetto in esame è la società VRG Wind 060 S.r.l. con sede in Via Algardi 4, 20148 Milano, P.IVA n. 02219610819; interamente parte del gruppo Sorgenia S.p.A., uno dei maggiori operatori energetici italiani. Il Gruppo è attivo nella produzione di energia elettrica con oltre 4.750 MW di capacità di generazione installata e oltre 400.000 clienti in fornitura in tutta Italia. Efficienza energetica e attenzione all'ambiente sono le linee guida della sua crescita. Il parco di generazione, distribuito su tutto il territorio nazionale, è costituito dai più avanzati impianti a ciclo combinato e da impianti a fonte rinnovabile, per una capacità di circa 370 MW tra biomassa ed eolico. Nell'ambito delle energie rinnovabili, il Gruppo, nel corso della sua storia, ha anche sviluppato, realizzato e gestito impianti di tipo fotovoltaico (ca. 24 MW), ed idroelettrico (ca.33 MW). In quest'ultimo settore, Sorgenia è attiva con oltre 75 MW di potenza installata gestita tramite la società Tirreno Power, detenuta al 50%. Il Gruppo Sorgenia, tramite le sue controllate, fra le quali VRG Wind 060 S.r.l. è attualmente impegnata nello sviluppo di un importante portafoglio di progetti rinnovabili di tipo eolico, fotovoltaico, biometano, geotermico ed idroelettrico, caratterizzati dall'impiego delle Best Available Technologies nel pieno rispetto dell'ambiente.

### **1.2. Sintesi del progetto**

Il Progetto prevede l'integrale ricostruzione (repowering) del Parco Eolico esistente di Mazara del Vallo, ricadente nei limiti amministrativi territoriali dei comuni di Mazara del Vallo (TP) e Salemi (TP), mentre dal punto di vista catastale le opere di progetto risultano individuate all'interno dei fogli del Comune di Mazara del Vallo, e di proprietà della società VRG Wind 060 S.r.l. (il soggetto proponente).

Il parco eolico esistente è costituito da:

un vecchio impianto costituito da n. 24 aerogeneratori da 2 MW, per una potenza nominale complessiva di 48 MW;

un ampliamento più recente (in esercizio dal 2016) costituito da n. 6 aerogeneratori Vestas V126 da 3 MW, per una potenza nominale complessiva di 18 MW.

Il progetto di integrale ricostruzione prevede la dismissione del vecchio impianto di 24 aerogeneratori da 48 MW complessivi e l'installazione nelle stesse aree di 13 aerogeneratori di grande taglia, aventi diametro del rotore fino a 170 m, altezza al mozzo fino a 125 m e altezza totale fino a 210 m, ed una potenza nominale di 6 MW ciascuno, per una potenza totale di 78 MW.

Il progetto rispetta i criteri del DL Semplificazioni, che specifica il numero massimo di turbine, l'altezza totale dell'estremità delle pale, nonché l'estensione dell'area di sito utilizzabile perché il progetto di repowering sia considerato una modifica non sostanziale.

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 4 di 50
---	---	---	------------------------------------

Il progetto prevede il massimo riutilizzo della viabilità esistente a servizio del parco eolico attualmente in esercizio, con gli opportuni adeguamenti, e la realizzazione di nuove piazzole in corrispondenza della posizione dei nuovi aerogeneratori.

Il soggetto proponente ha richiesto la modifica della connessione alla rete elettrica dell'impianto esistente, e si propone di mantenere come punto di connessione quello già esistente alla Cabina Primaria a 150 kV "Mazara 2", di e-distribuzione S.p.A., situata nel Comune di Mazara del Vallo. Si prevede pertanto il riutilizzo della Sottostazione Elettrica di Utente (SSEU) e della connessione in alta tensione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) esistenti, con interventi tecnici di adeguamento degli impianti alla nuova potenza del parco eolico.

La rete di cavi elettrici interrati a servizio del parco esistente sarà rinnovata, con la posa di nuovi cavidotti in media tensione a 30 kV disposti lungo la viabilità di servizio e pubblica, su tracciato -per quanto possibile - della rete esistente. I cavidotti collegheranno gli aerogeneratori alla SSEU, dove avviene la trasformazione da 30 kV a 150 kV per consentire la consegna dell'energia a 150 kV alla RTN.

Nella SSEU esistente rimarrà connesso alla rete anche l'ampliamento del parco eolico da 18MW in esercizio dal 2016.

I progetti del tipo in esame rispondono a finalità di interesse pubblico (riduzione dei gas ad effetto serra, risparmio di fonti fossili scarse ed importate) ed in quanto tali sono indifferibili ed urgenti, come stabilito dalla legge 1° giugno 2002, n. 120, concernente "Ratifica ed esecuzione del Protocollo di Kyoto alla Convenzione quadro delle Nazioni Unite sui cambiamenti climatici, fatto a Kyoto l'11 dicembre 1997" e dal D.Lgs. 29 dicembre 2003, n.387 "Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità" e s.m.i..

L'utilizzo di fonti rinnovabili comporta infatti beneficio a livello ambientale, in termini di tonnellate equivalenti di petrolio (TEP) risparmiate e mancate emissioni di gas serra, polveri e inquinanti. Per il progetto in esame si stima una producibilità del parco eolico superiore a 240 GWh/anno, che consente di risparmiare almeno 44.800 TEP/anno (fonte ARERA: 0,187 TEP/MWh) e di evitare almeno 107.784 ton/anno di emissioni di CO2 (fonte Rapporto ISPRA 2022: 449,1 gCO2/kWh).



Inquadramento del parco eolico

Dall'esame dei risultati delle indagini geologiche eseguite si ritiene opportuno realizzare fondazioni di tipo profondo.

I plinti di fondazione avranno forma circolare. Il collegamento di ogni torre alla fondazione è ottenuto attraverso un anchor cage fornito dalla casa fornitrice gli aerogeneratori e composto da tirafondi post-tesi ad alta resistenza, collegati superiormente e inferiormente con flange annegate nel calcestruzzo.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento della presente relazione sono quelle riportate nel seguito:

- **D.M. 17 Gennaio 2018**

Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni.

- **CIRC. MINISTERIALE C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, n.7**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”» di cui al D.M. 17/01/18.

- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

	<b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 6 di 50
---	--	---	------------------------------------

UNI EN 1992-1-2:2004 Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio

- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

- **Eurocodice 8 – Progettazione di strutture per la resistenza sismica**

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione ed adeguamento di edifici.

### 3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per l’esecuzione delle verifiche di natura geotecnica si fa riferimento alle teorie della geotecnica riportate nei seguenti volumi:

- C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni;
- K.Terzaghi, R.B. Peck. Geotecnica, UTET;
- M.Tanzini, Fondazioni, Dario Flaccovio Editore;
- M.Barla, Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce, Celid.

Si fa inoltre riferimento, nel seguito, per ciò che concerne ipotesi stratigrafiche e sollecitazioni sulle opere fondazionali, ai seguenti documenti:

- Schema di carichi in Fondazione di torre eolica avente le seguenti caratteristiche dimensionali: diametro rotore: 170 m; altezza al mozzo: 125 m; altezza complessiva: 210 m

### 4. GEOMETRIA DELLE OPERE

#### 4.1. Torre 6.0 MW HH125 m

L’aerogeneratore previsto ha una potenza nominale di 6 MW ed ha un’altezza al mozzo pari a 125 m. Il rotore è ad asse orizzontale ed è costituito da tre pale collegate al mozzo.

Le pale sono dotate di una Sistema di controllo di turbina che ottimizza il posizionamento delle stesse in funzione delle varie condizioni del vento. Il diametro del rotore è pari a 170 m con area spazzata pari a circa 22.690 m<sup>2</sup> e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

Le pale sono realizzate in fibra di vetro e carbonio. Il mozzo in ghisa, supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e la coppia al moltiplicatore di giri. L’accoppiamento rende possibile il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Il freno a disco idraulico è posizionato nella parte posteriore del moltiplicatore di giri.

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 7 di 50
---	---	---	------------------------------------

La torre di sostegno è del tipo tubolare a cinque tronchi tra loro ancorati in verticale con unioni bullonate.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut-in, la macchina è in attesa (stato di pausa); perché ci sia l'avviamento è necessario che la velocità raggiunga tale soglia che nel caso dell'aerogeneratore di riferimento è pari a 3 m/s. Durante il funzionamento la velocità del vento "nominale" è la minima velocità del vento che permette alla macchina di fornire la potenza di progetto; tale velocità è pari a 11 m/s. Ad elevate velocità (25 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (velocità di cut-off).

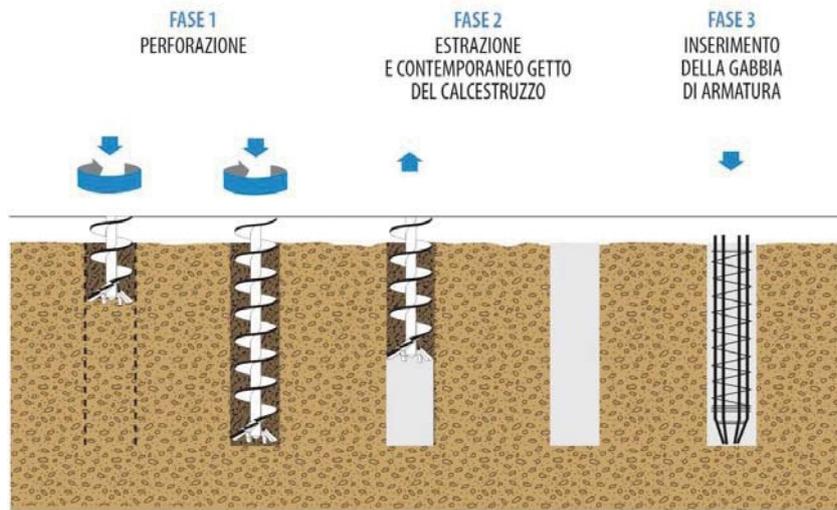
I plinti delle torri eoliche hanno forma circolare. Data la natura coesiva del terreno, come descritto nei capitoli successivi, le fondazioni saranno del tipo profondo. Si è scelto di utilizzare pali CFA.

I pali CFA (Continuos Flight Auger), o pali ad elica continua, sono pali trivellati di medio – grande diametro, compreso in genere tra 300 mm e 1400 mm, gettati in opera con profondità massime che possono raggiungere i 35 m. Nell'esecuzione dei pali CFA vi è una parziale asportazione di terreno, ma non vengono utilizzati fanghi bentonitici o polimeri, né tubi forma di rivestimento, fatto che semplifica lo smaltimento del terreno di scarto e che li rende impiegabili anche nelle vicinanze di falde acquifere potabili.

L'esecuzione di un palo CFA prevede tre fasi:

- **FASE 1 – PERFORAZIONE:** la perforazione del palo avviene tramite l'inserimento nel terreno di un macchinario a forma di elica continua o coclea, saldata ad un'asta cava centrale. In corrispondenza della punta si trovano dei denti che facilitano la penetrazione della coclea nel terreno. L'asta di perforazione viene spinta verso il basso e allo stesso tempo posta in rotazione. Si realizza così un foro di diametro pari al diametro esterno dell'elica. L'estremità inferiore dell'asta cava è chiusa durante la perforazione; questo determina quindi una compressione del terreno laterale e un conseguente aumento della densità naturale originaria del terreno.
- **FASE 2 – ESTRAZIONE E GETTO DEL CALCESTRUZZO:** raggiunta la profondità di progetto, si esegue il getto del calcestruzzo che fuoriesce in pressione attraverso il foro localizzato alla base dell'asta cava della coclea. Contemporaneamente al getto, l'asta viene estratta dal foro, facilitata dalla pressione esercitata verso l'alto dal calcestruzzo in pressione. Il getto procede fino ad ultimazione del palo sfilando gradualmente la coclea mentre il calcestruzzo fluisce con continuità. Il getto termina al raggiungimento della quota di piano campagna.
- **FASE 3 – ARMATURA:** a calcestruzzo ancora fresco si procede con l'inserimento dell'armatura, precedentemente assemblata in cantiere o in stabilimento. L'armatura viene sollevata per mezzo di una gru e inserita nel foro.

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 8 di 50
---	---	---	------------------------------------

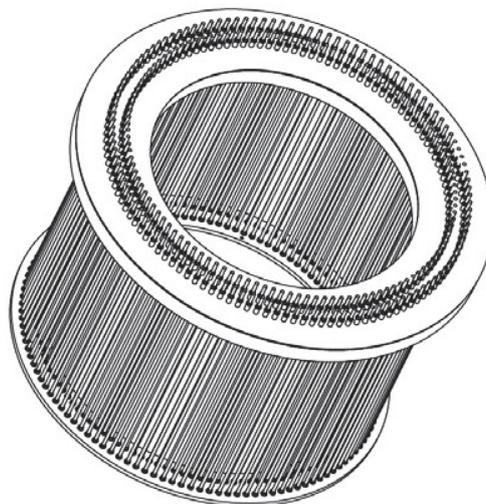


Fasi di lavoro palo CFA

I pali CFA vengono spesso utilizzati in sabbie ghiaiose e argille o in terreni a rischio frane. I macchinari utilizzati permettono inoltre di attraversare strati di rocce tenere o ghiaie grossolane. Le velocità di rotazione e di penetrazione variano in funzione delle caratteristiche del terreno.

#### 4.2. Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio è illustrato nelle figure seguenti e consiste in tirafondi post-tesi di lunghezza opportunamente dimensionati in fase esecutiva, collegati tra loro da una piastra superiore e inferiore. Il dispositivo di ancoraggio è fornito dal costruttore, e si rimanda alle specifiche fornite dallo stesso per i dettagli sulla sua messa in opera.



Anchor cage

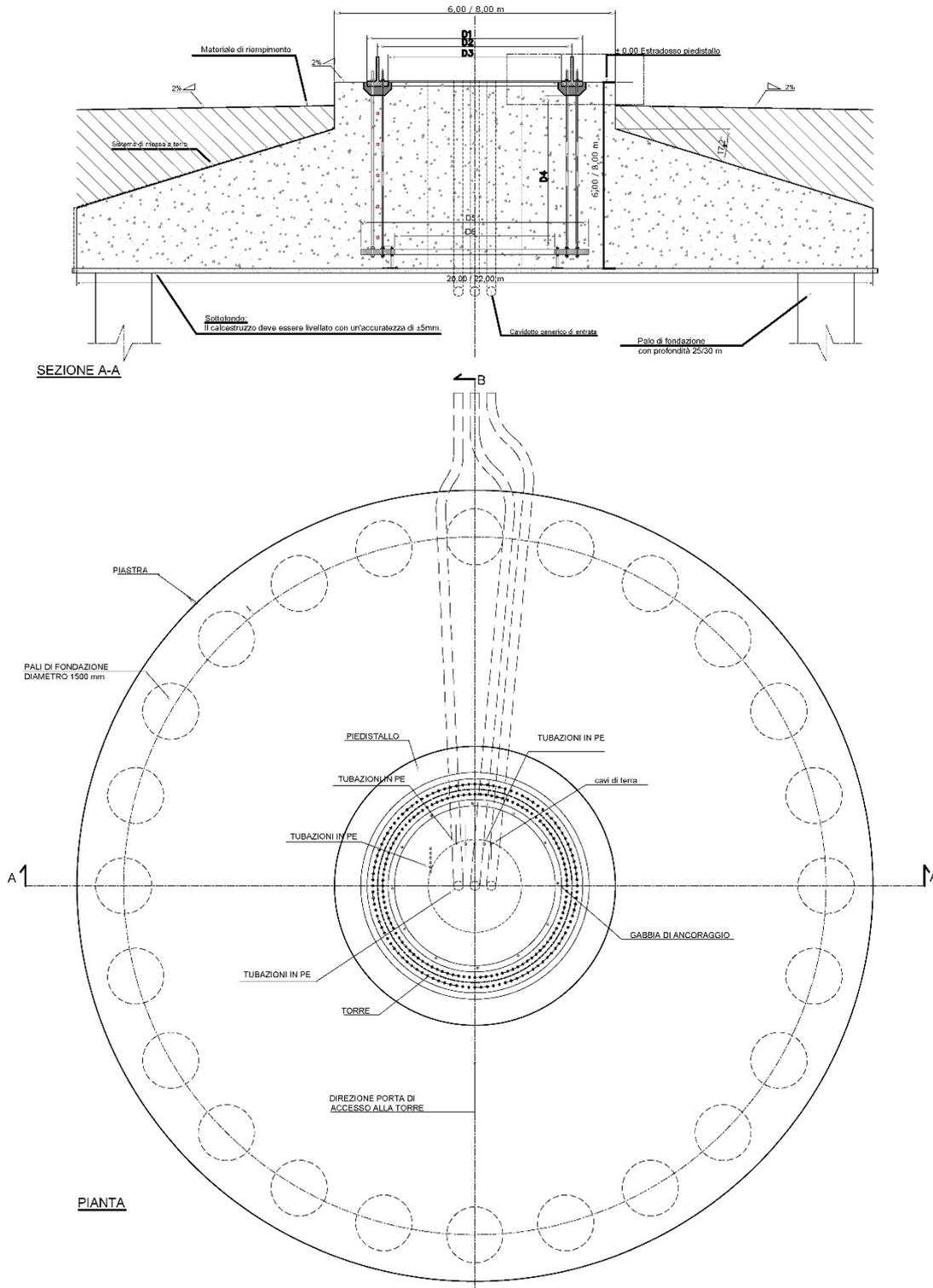


Figura 1: tipico fondazione

## 5. MATERIALI

I materiali di seguito riportati sono riferibili, tenuto conto che allo stato attuale il livello di progettazione è definitivo, alle fondazioni dei singoli aerogeneratori. Appare evidente che la scelta definitiva dei materiali potrà essere stabilita solo al momento della progettazione esecutiva e della individuazione del calcolista strutturale sulla scelta dei materiali.

### 5.1. Magrone

Calcestruzzo magro dosato a 200 kg/mc di cemento (Classe C15/20).

### 5.2. Calcestruzzo

I riferimenti per le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo sono le seguenti norme:

- UNI EN 206-2016;
- UNI 11104:2016.

Di seguito si riporta un prospetto estratto da quest'ultima norma in cui sono espresse le classi minime di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione del conglomerato cementizio.

**VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO**

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti				XF1		XF2		XF3		XA1				
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45		
Minimo contenuto in cemento (Kg/m <sup>3</sup> ) (e)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)											(a)	4,0 (a)						
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)		

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è valutata come:

$$f_{cd} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 11 di 50
---	---	--	-------------------------------------

in cui:

- $f_{ck}$  rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione;
- $\gamma_c$  è fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.50;
- $a_{cc}$  risulta il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0,85. La resistenza a trazione di progetto,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

in cui  $f_{ctk}$  rappresenta la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo, definita secondo il §11.2.10.2 delle NTC 2018. La resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo,  $f_{ctk}$ , risulta essere pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

La resistenza media a trazione semplice (assiale),  $f_{ctm}$ , è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi cC50/60}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi >C50/60}$$

Il modulo elastico  $E_{cm}$ , in sede di progettazione si può assumere pari a:

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

in cui  $f_{cm}$  rappresenta il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. Per espletare tale funzione le barre devono essere perfettamente aderenti al calcestruzzo che le circonda. La tensione che si genera assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra i due materiali.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $f_{bd}$  vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

 	<p align="center"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 12 di 50</p>
---	---	---	---

in cui  $f_{bk}$  rappresenta la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot f_{ctk}$$

dove:

- $\gamma_1$  è pari a 1,00 in condizioni di buona aderenza ovvero pari a 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa;
- $\gamma_2 = 1,0$  per barre di diametro c32 mm, altrimenti pari a  $\gamma_2 = (132 - ct)/100$ ;

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 13 di 50
---	---	--	-------------------------------------

### 5.2.1. Pali

#### 5.2.1.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m <sup>3</sup>
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro minimo (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C25/30

#### 5.2.1.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C30/37	
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$ [MPa]	37.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck}$ [MPa]	30.71
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$ [MPa]	17.40
Valore medio della resistenza a compressione	$f_{cm}$ [MPa]	38.71
Valore medio della resistenza a trazione semplice	$f_{ctm}$ [MPa]	2.94
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk}$ [MPa]	2.06
Resistenza a trazione semplice di progetto	$f_{ctd}$ [MPa]	1.37
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$ [MPa]	4.63
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$ [MPa]	3.09
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	18.43
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	13.82
Modulo di elasticità secante	$E_{cm}$ [MPa]	33019.43
Peso specifico	$P_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.00

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 14 di 50
---	---	--	-------------------------------------

## 5.2.2. Plinto

### 5.2.2.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m <sup>3</sup>
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

### 5.2.2.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$ [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck}$ [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$ [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	$f_{cm}$ [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	$f_{ctm}$ [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	$f_{ctk}$ [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	$f_{ctd}$ [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$ [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	$f_{bd}$ [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	$E_{cm}$ [MPa]	33642.78
Peso specifico	$P_c$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.00

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 15 di 50
---	---	--	-------------------------------------

### 5.2.3. Torino

#### 5.2.3.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4 + XS1
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m <sup>3</sup>
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

#### 5.2.3.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R <sub>ck</sub> [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub> [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f <sub>cd</sub> [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f <sub>cm</sub> [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f <sub>ctm</sub> [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f <sub>ctk</sub> [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f <sub>ctd</sub> [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f <sub>bk</sub> [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f <sub>bd</sub> [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E <sub>cm</sub> [MPa]	36416.11
Peso specifico	P <sub>c</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	25.00

### 5.3. Acciaio d'armatura

#### 5.3.1. Caratteristiche meccaniche

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato da un valore nominale della tensione caratteristica di snervamento  $f_{y,nom} = 450$  MPa. La resistenza di calcolo  $f_{yd}$  è data da:

$$F_{yd} = \frac{F_{yk}}{Y_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

in cui  $y_s$  è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15.

Il valore di progetto del modulo elastico  $E_s$  si assume pari a 210000 MPa.

I materiali, relativamente alle costruzioni in zona sismica, rispettano altresì le prescrizioni contenute al paragrafo §7.4.2. Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{stk}$ [MPa]	540
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{syk}$ [MPa]	450
Tensione di progetto di snervamento	$f_{syd}$ [MPa]	391.3
Modulo di elasticità normale	$E_s$ [MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G [MPa]	80769
Peso specifico	$P_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78.50
Coefficiente di dilatazione termica per temperatura fino a 100°C	$\alpha$ [°C <sup>-1</sup> ]	1.20E-05

	<b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 17 di 50
---	--	--	-------------------------------------

#### 5.4. Copriferro

Il copriferro riveste un ruolo di primaria importanza in quei contesti in cui il degrado prevalente è rappresentato dalla corrosione dei ferri di armatura. L'adozione di un copriferro sufficientemente spesso, infatti, consente di allungare il cammino che le sostanze de-passivanti (anidride carbonica e cloruri) debbono percorrere per raggiungere l'armatura.

Pertanto, più grande risulterà lo spessore maggiore sarà il tempo di innesco del processo di corrosione dell'acciaio e, conseguentemente, la struttura avrà una vita nominale maggiore.

A tal proposito, in accordo alle NTC, il progettista deve dichiarare nei documenti progettuali la vita nominale da assegnare alla struttura in funzione della sua importanza e della classe d'uso; si ricorda che per opere ordinarie la vita nominale è di 50 anni.

Il copriferro nominale di progetto è dato da:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

in cui:

- $c_{nom}$  è il valore nominale di progetto del copriferro;
- $c_{min}$  è il valore minimo del copriferro;
- $\Delta c_{dev}$  è la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Il valore della tolleranza di esecuzione  $\Delta c_{dev}$ , è assunto di norma pari a 10 mm, ma se in cantiere si prevedono controlli di qualità che comportano la misura dei copriferri, può assumersi  $\Delta c_{dev} = 5$  mm. Nel caso si prevedono particolari controlli di qualità e la possibilità di poter scartare gli elementi strutturali con copriferro non conforme (è il caso in cui si usano elementi prefabbricati), può assumersi  $\Delta c_{dev} = 0$ .

Il valore minimo del copriferro è dato da:

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

in cui:

- $c_{min,b}$  è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;
- $c_{min,dur}$  è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità).

Il valore di  $c_{min,b}$  è da assumersi pari al diametro della barra. Se la dimensione dell'inerte è più grande di 32 mm, il valore di  $c_{min,b}$  deve essere maggiorato di 5 mm.

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 18 di 50
---	---	---	-------------------------------------

Nello specifico, per quanto attiene alla scelta del copriferro minimo per il rispetto delle condizioni di durabilità, ( $C_{min,dur}$ ), l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) fornisce, in forma tabellare, i valori del copriferro minimo in funzione del tipo di armatura (lenta o da precompressione), della classificazione strutturale e delle classi di esposizione ambientale cui l'elemento in calcestruzzo ricade (vd. tabella seguente). Nel draft dell'Appendice nazionale dell'Eurocodice 2 si stabilisce che le costruzioni con vita nominale di 50 anni, ricadano in classe strutturale S4 e, pertanto, i valori minimi del copriferro sia per c.a. che c.a.p., possono essere dedotti direttamente dalla Tabella 2 alla riga corrispondente a tale classe strutturale (S4) in funzione della classe di esposizione ambientale (X0, XC, XD e XS).

Requisito ambientale per $C_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
<b>S1</b>	10	10	10	15	20	25	30
<b>S2</b>	10	10	15	20	25	30	35
<b>S3</b>	10	10	20	25	30	35	40
<b>S4</b>	10	15	25	30	35	40	45
<b>S5</b>	15	20	30	35	40	45	50
<b>S6</b>	20	25	35	40	45	50	55

Valori di  $C_{min,dur}$  per armatura lenta

I valori minimi del copriferro riportati nella tabella sovrastante debbono essere opportunamente modificati se:

- si prevede un incremento della vita nominale di progetto;
- si utilizza calcestruzzo con una classe di resistenza superiore rispetto a quella minima imposta dai prospetti della durabilità riportati nella UNI 11104;
- l'elemento da realizzare ha una forma particolare;
- si esercitano controlli di qualità speciali sulle forniture di calcestruzzo.

In queste situazioni, partendo dalla classe strutturale S4, si procederà in accordo al prospetto riportato sotto ad aumentare o diminuire la classe strutturale secondo le specifiche esigenze che di volta in volta si presenteranno durante l'iter progettuale.

CRITERIO	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
VITA UTILE DI PROGETTO DI 100 ANNI	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi	Aumentare di 2 classi
CLASSE DI RESISTENZA	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C30/37 Ridurre di 1 classe	≥ C35/45 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C40/50 Ridurre di 1 classe	≥ C45/55 Ridurre di 1 classe
ELEMENTO DI FORMA SIMILE AD UNA SOLETTA (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe
È ASSICURATO UN CONTROLLO DI QUALITÀ SPECIALE DELLA PRODUZIONE DEL CALCESTRUZZO	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe	Ridurre di 1 classe

Di seguito una tabella circa il calcolo del copriferro per gli elementi strutturali.

CALCOLO DEL COPRIFERRO								
elemento strutturale	classe di esposizione ambientale - classe strutturale	diametro massimo barre	massima dimensione inerti calcestruzzo	copriferro minimo necessario per l'aderenza	copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali	copriferro minimo	tolleranza di esecuzione relativa al copriferro	valore nominale di progetto del copriferro
		$\Phi$	D	$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
PALI	XC2 - S4	28	32	28	35	35	10	45
PLINT	XC4 - S4	28	32	28	40	40	10	50
TORRIN	XC4+XS1 -	28	32	28	45	45	10	55

Si riassumono in seguito i valori minimi del copriferro di progetto:

COPRIFERRO MINIMO	
c	[mm]
PALI	45
PLINTO	50
TORRINO	55

 <p><b>FICHTNER</b> ITALIA <b>INGEGNERIA PROGETTI s.r.l.</b></p>	<p align="center"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 20 di 50</p>
---	--	---	---

## 6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

La stratigrafia locale è stata ricostruita utilizzando i risultati di una campagna di indagini geognostiche eseguita nell'anno 2006 per la realizzazione del parco eolico esistente, in particolare sono stati presi in esame n° 13 sondaggi ricadenti in prossimità o sulla verticale dei nuovi aerogeneratori in progetto, così denominati: - Maz 21, 25, 28, 29, 31, 32, 33, 35, 38, 52, 55, 56 e 57 spinti sino a raggiungere una profondità variabile tra i 20 e i 31,50 m; soltanto il sondaggio denominato Maz 33 ha raggiunto la profondità di 8.0 metri.

Al fine di caratterizzare i terreni secondo la classificazione sismica prevista dalle NTC di cui al D.M. 17.01.2018 e ss.mm.ii., sono stati eseguiti n° 4 sondaggi sismici tipo Masw, la cui ubicazione è riportata nella carta geologica (TAV. 1).

Con i dati in nostro possesso abbiamo redatto la Relazione Geologico-Tecnica in ossequio a:

- D.M.17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni e ss.mm.ii.
- Linee guida del "Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico" (P.A.I.).

### 6.1. Inquadramento geomorfologico ed idrogeologico

Il rilevamento geologico di superficie, opportunamente esteso ad un'ampia fascia perimetrale esterna rispetto ai siti in oggetto, e successivamente integrato con le indagini geognostiche eseguite, ha permesso di ricostruire in modo soddisfacente la successione dei terreni presenti nell'area studiata.

Le formazioni geologiche che affiorano nell'area in studio (si veda la carta geologica allegata), sono costituite da:

- Depositi alluvionali (Recente)
- Depositi di fondo valle e depositi fluviali terrazzati con intercalazioni di potenti banchi calcarenitici (Pleistocene-attuale)
- Trubi (Pliocene sup.);
- Gessi sottilmente laminati e gessi macrocristallini, generalmente stratificati o in grossi banchi con intercalazioni di argille brecciate (Messiniano)
- Formazione Calcareao-Arenacea di Baucina. (Messiniano inf.).
- Marne argillose grigio azzurre (F.ne Terravecchia- Tortoniano Sup.)

Di seguito si fornisce la descrizione delle litologie affioranti.

#### **Depositi alluvionali (Recente)**

Si riscontrano all'interno degli alvei fluviali e all'interno dei solchi torrentizi di maggiore entità. In particolare, nell'area in studio, si ritrovano a formare la piana alluvionale sulla quale scorre il Fiume Màzaro, che scorre ad Ovest dell'area interessata.

Tali depositi sono prevalentemente incoerenti, costituiti da limi, limi sabbiosi, sabbie, sabbie limose e ghiaie con giacitura sub orizzontale ed assetto lenticolare embriciato.

I limi sono costituiti in prevalenza da minerali argillosi e sono privi di tessitura; le sabbie, che presentano granulometria variabile da fine a grossa, sono costituite per la maggior parte da elementi quarzosi e calcarei.

#### **Depositi di fondo valle (attuale)**

Sono costituiti da sedimenti continentali provenienti dall'intensa erosione avvenuta in questo periodo di stasi, dei rilievi più interni e depositati nelle aree pianeggianti dalle acque fluenti. Si presentano con una granulometria molto varia: a lenti limo-argillose si sovrappongono, alternativamente, lenti limo-sabbiose, ghiaie e ciottoli, talora di natura quarzarenitici, in altre aree si presentano invece come depositi terrazzati di

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 21 di 50
---	---	---	-------------------------------------

precedente messa in posto (Pleistocene) costituiti da sabbie e limi sabbiosi con intercalazioni di potenti banchi calcarenitici detritico-organogeni, formati verosimilmente per effetto delle oscillazioni del mare quaternario. La facies calcarenitica, rinvenuta in più sondaggi, costituisce parte del substrato di fondazione di più aerogeneratori (ved. Colonne Litostratigrafiche allegate) e si considera un litotipo di natura lapidea, di tipo particellare-epiclastico, grano-sostenuti, stratificati, i cui granuli, di natura carbonatici, derivano dalla frammentazione dei gusci di organismi marini. Questo tipo di terrazzi marini ha, generalmente, una tessitura grano-sostenuta e la frazione principale dello scheletro è costituito da sabbia fine, media e grossolana; presentano, tuttavia, eteropie laterali e verticali con orizzonti limo-sabbiosi e, più raramente, con livelli conglomeratici talora fortemente cementati che rendono particolarmente variabili le caratteristiche meccaniche e idrogeologiche di questi terreni.

### **Trubi (Pliocene sup.)**

Si tratta di un'alternanza di calcari e calcari marnosi in strati di spessore decimetrico, di colore variabile dal giallastro al bianco sporco, spesso intensamente fratturati ed alterati in superficie. Nell'area rilevata, questi terreni affiorano in strette lingue di terra a ridosso dei depositi alluvionali di fondo valle e si presentano tettonizzati a seguito dell'alternanza di eventi compressivi e distensivi subiti in occasione di eventi tettonici pliocenici e post-pliocenici; non sono stati, tuttavia, riscontrati in nessuno dei sondaggi eseguiti.

### **Gessi (Messiniano)**

Nell'area rilevata i terreni riconducibili ai gessi di Pasquasia affiorano a C.da Lippone, Colle d'Aquila e C.da Favarotta. Questa formazione è caratterizzata da grossi banchi di gesso selenitico separati, tra di loro, da sottili intercalazioni argillose che, in generale, fanno assumere alla successione un tipico aspetto condensato a differenza di quanto accade in altre aree della Sicilia meridionale dove invece, le intercalazioni argillose sono più potenti.

L'ammasso gessoso si presenta spesso smembrato in grossi blocchi o zolle spesso costituiti da strati verticali, in relazione alla fase tettonica intramessiniana. Lo smembramento dei vari blocchi è la conseguenza della rigidità della formazione rispetto alle altre unità più tenere che la incassavano. Solitamente la sequenza gessosa ha inizio con spessi banchi omogenei di gessi selenitici con cristalli di grandi dimensioni cui seguono strati sottili alternati a lamine e straterelli carbonatici. Dal punto di vista strettamente litologico si possono distinguere varie tipologie di gessi. I più diffusi, anche nell'area in studio, sono rappresentati dal gesso macrocristallino o selenitico, formato quasi esclusivamente da cristalli di grandi dimensioni geminati a ferro di lancia, e dal gesso balatino, costituito da una alternanza di straterelli sottili di gessi microcristallini con intercalazioni di lamine argillose.

### **Formazione calcareo-arenacea di Baucina**

In continuità sopra i terreni della formazione di "Cozzo Terravecchia" si ha la deposizione di depositi di scogliera corallina costituiti da Calcari a Porites, massicci, cavernosi, di colore nocciola, passanti lateralmente a calcareniti, calcisiltiti e marne, ben stratificate in grossi banchi, grigio giallognole, contenenti una macrofauna a coralli, molluschi e briozoi, di età ascrivibile al Messiniano inferiore (tra 8 e 6 milioni di anni fa).

Questi depositi caratterizzavano le aree marginali del bacino, dove l'accumulo dei sedimenti deltizi instaurava le condizioni di mare basso che rendevano possibile il loro sviluppo. Nell'area in studio si rilevano in affioramenti poco estesi in prossimità delle C.de Lipponello e Capo d'Acqua, e costituiscono parte del substrato di fondazione in altre zone dove si riscontrano nei primi 4,00-5,00 metri di profondità.

La Formazione Terravecchia rappresenta il deposito tipico del Complesso Postorogeno ed è caratterizzata da sequenze prevalentemente argillose e argillo-sabbiose e sequenze arenacee e conglomeratiche.

Gli affioramenti che si rilevano nelle C.de Lippone, Aquilotta e Madonna Buona, attribuibili a questa formazione, sono costituiti nella totalità da sedimenti deltizi, rappresentati da argille e limi sabbiosi di colore dal marrone al grigio al rossastro, contenenti lenti di sabbie e di conglomerati con ciottoli quarzarenitici arrotondati e sabbie ed arenarie a stratificazione incrociata (Flores, 1959; Schimdt di Friedberg, Barbieri & Giannini, 1960).

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 22 di 50
---	---	---	-------------------------------------

La genesi di questa formazione è conseguente alla fase tettonica tortoniana dell'orogenesi alpina che produsse intensi piegamenti e sollevamenti. Conseguentemente a ciò rilevanti quantità di sedimenti terrigeni si accumularono in immensi delta dando luogo ad una potente successione caratterizzata dalla presenza di argille più o meno sabbiose, sabbie e conglomerati poligenici variamente frammisti ed intercalati, che si rinvennero in gran parte della Sicilia.

La formazione viene istituita da Schimdt di Friedberg, Barbieri e Giannini (1960) e viene descritta dagli autori come "Marne argillose con intercalazioni di arenarie micacee deposte da correnti di torbida; conglomerati rossastri composti da ciottoli di rocce metamorfiche eruttive e calcaree, passanti verso l'alto ad arenarie giallastre; argille marnose micacee scure; sabbie scure sottilmente stratificate; conglomerati giallastre in bancate potenti passanti verso l'alto ad arenarie ben stratificate; argille marnose grigio scure; talvolta sedimenti olistostromici". Le notizie bibliografiche, comunque, lasciano ragionevolmente ipotizzare che, nel territorio di Mazara, la F.ne di Cozzo Terravecchia possa raggiungere uno spessore di m.750. E' intuibile che si tratta di un litotipo dalle caratteristiche meccaniche variabili, prevalentemente scadenti, in generale a reologia plastica e coesione nulla. Questi terreni si rinvennero in affioramento solo in corrispondenza di pochi aerogeneratori, ma sono presenti in profondità in quasi tutto il parco eolico; la facies limo-sabbiosa di questa formazione costituisce il principale substrato di fondazione.

L'area interessata dal presente studio costituisce il parco eolico che si sviluppa nella Sicilia centro-occidentale.

L'area di progetto si estende sulle modeste alture comprese tra le C.de Munneno, Lippone, Lipponello, Colle Aquila, nella porzione più settentrionale, C.da Favarotta, nella porzione più orientale, C.de Marroccia e Madonna Buona, in quella meridionale, unicamente in territorio di Mazara del Vallo. Le quote si aggirano intorno a valori compresi tra i 120 ed i 250 m s.l.m..

Tali alture si sviluppano nell'ambito di substrati geologici di varia natura, tutti di natura sedimentaria, prevalentemente terrigeni e a grana fine, talora a tessitura caotica, tipici dei rilievi più interni di questo territorio: si tratta di modeste creste sub-collinari prevalentemente orientate in senso Est-Ovest.

Dal punto di vista geomorfologico bisogna innanzi tutto ricordare che l'assetto morfologico di un territorio è determinato dall'interazione tra le caratteristiche geologico-strutturali dei terreni presenti in affioramento e gli agenti morfogenetici predominanti in quella particolare area.

Una prima sostanziale differenza si ha a seconda che siano presenti in affioramento rocce lapidee o rocce pseudocoerenti o incoerenti.

Le litologie di tipo incoerente, o pseudocoerente, che nel territorio in studio sono rappresentate da termini argillosi e limo-sabbiosi, si conformano secondo rilievi dall'andamento dolce, mentre quelle lapidee (di natura arenacea) danno luogo a rilievi molto più acclivi, dall'andamento accidentato, caratterizzati da pareti scoscese, versanti particolarmente acclivi e da una tettonica vivace. Si riconosce, ovunque, una morfologia a piccole ondulazioni e depressioni in versanti comunque poco acclivi; l'acclività che si mantiene inferiore al 10% in corrispondenza dei versanti con litologie plastiche, aumenta considerevolmente in corrispondenza di litologie lapidee (calcarei e calcareniti, gessi e gessareniti, marne). Gli aerogeneratori, comunque, rimangono ubicati in aree a debole pendenza e prive di rischi geomorfologici o in corrispondenza dei pianori sommitali nell'ambito di litologie lapidee. Nell'insieme il sistema geomorfologico mostra un apprezzabile grado di maturità dovuta alla fase di sostanziale equilibrio geomorfologico raggiunta nel corso dei tempi.

Le aree oggetto del presente studio, come risulta dalla cartografia del P.A.I. della Regione Sicilia, Bacino idrografico del Fiume Mazara, area territoriale tra il bacino idrografico del Fiume Mazara ed il Bacino idrografico del Fiume Arena, non ricadono in aree soggette a pericolosità e rischio di tipo geomorfologico ed idraulico.

L'intero impianto è progettato all'interno di un'area stabile, priva di agenti morfogenetici attivi che possono turbare l'attuale habitus geomorfologico.

Il reticolo idrografico risulta piuttosto articolato, di tipo dendritico, forse indice della scarsa permeabilità generale dei terreni presenti; l'idrografia relativa è caratterizzata da una rete poco fitta di piccole incisioni torrentizie afferenti al bacino idrogeologico del F. Mazara, che scorre con andamento prevalente N-S, pochi km. ad ovest dei siti indagati, e da una serie di torrenti e fossi, Torrente Iudeo, il Torrente Bucari, Fosso di Manneno, Fosso Lipponello, Fosso di Aqueci.

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 23 di 50
---	---	---	-------------------------------------

Il profilo geomorfologico di tale bacino, si presenta mediamente poco acclive e l'assenza di evidenti dissesti o tracce di erosione accelerata, almeno in prossimità dei siti di progetto, rende pressoché nullo il valore di rischio idrogeologico locale.

I corsi d'acqua rilevati hanno un regime torrentizio: si presentano, in gran parte, asciutti durante tutto l'anno e sono interessati per lo più da un ruscellamento diffuso durante i principali eventi di pioggia. Questo, unitamente alle elevate quote di ubicazione degli aerogeneratori, lascia escludere il rischio di alluvionamenti nei siti di progetto, anche in occasione di eventi meteorici di grande intensità.

Dal punto di vista idrogeologico nei locali orizzonti litologici si possono individuare terreni riconducibili a due tipologie, dal punto di vista della permeabilità:

- terreni con permeabilità primaria medio alta per porosità e fessurazione,
- terreni con permeabilità primaria bassa o nulla.

Alla prima tipologia possono essere ricondotti i depositi alluvionali, le alluvioni terrazzate e depositi di fondovalle, i calcari travertinoidi, i Gessi macrocristallini e quelli delle argille brecciate, classificabili come rocce a permeabilità alta per fessurazione e carsismo. Sono, però, generalmente sovrastati da uno strato di alterazione a permeabilità medio-bassa dello spessore massimo di circa 5-7 metri dove possono essere presenti accumuli idrici superficiali con prevalente carattere stagionale che in periodo di piogge copiose possono anche raggiungere il piano di campagna. In particolare i depositi alluvionali recenti presentano una permeabilità molto variabile in funzione delle percentuali di sabbie o di limi, che possono variare considerevolmente da una permeabilità alta ad una permeabilità bassa.

Alla seconda classe di permeabilità appartengono le marne calcaree e marne argillose (Trubi), le argille grigio-verdi e argille marnose, in tale classe di permeabilità vengono inclusi tutti i tipi litologici che presentano una permeabilità così bassa da essere, ai fini del presente studio, considerati praticamente impermeabili.

Le aree interessate dalle fondazioni degli aerogeneratori, così come si evince dall'esame delle stratigrafie acquisite, non sono sede di falde idriche né di accumuli idrici stagionali.

## 6.2. Determinazione della categoria sismica del terreno di Fondazione

Nel sito in esame sono stati acquisiti n° 4 profili sismici secondo la metodologia MASW, denominati Masw 1, Masw2, Masw3 e Masw 4, realizzati rispettivamente in prossimità degli aero generatori di progetto n° 4, 9, 10 e 13.

Tale indagine ha avuto lo scopo di individuare le velocità di propagazione delle onde sismiche secondarie (onde S) all'interno dei terreni che costituiscono i primi 30 metri di sottosuolo, secondo la normativa vigente (D.M. 17/01/2018 e ss.mm.ii.)

Il sondaggio è stato realizzato posizionando, lungo un allineamento definito, 12 geofoni prodotti dalla PASI s.r.l. aventi una frequenza di 4,5 hz, con equidistanza pari a 3 metri. L'offset (scoppio) è stato posto a cinque metri dal primo geofono.

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato il sismografo digitale 16SG24N a 24 canali della PASI srl ad alta risoluzione, matricola n° 09036062N.

Per l'energizzazione è stata utilizzata una mazza di battuta del peso di 8 kg con interruttore starter battente su una piastra metallica che è stata utilizzata come dispositivo in grado di generare onde sismiche.

Metodo d'indagine:

Quando un terreno viene sollecitato elasticamente, lungo l'interfaccia terreno-aria, si generano onde di Rayleigh attraverso l'interazione tra le onde di compressione P e le onde di taglio S. E' noto che la propagazione delle onde superficiali, nel caso di mezzi stratificati e trasversalmente isotropi, avviene in maniera diversa rispetto al caso di mezzi omogenei; non esiste più una unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda. Queste interessano il terreno a diverse profondità e risultano influenzate dalle caratteristiche elastiche, appunto variabili con la profondità. Questo comportamento è fondamentale nello sviluppo dei metodi sismici che utilizzano le onde di superficie.

Ovviamente le lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario le lunghezze d'onda più piccole, poiché sono associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie. La velocità di propagazione delle onde di

 <p><b>FICHTNER</b> ITALIA <b>INGEGNERIA PROGETTI s.r.l.</b></p>	<p align="center"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 24 di 50</p>
---	--	---	---

Rayleigh ( $V_r$ ) è pari a  $0,91V_s$  e ai fini pratici ciò si traduce nel fatto che misurando la  $V_r$  si ottiene la  $V_s$  con un errore di calcolo del tutto trascurabile. I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla  $V_p$  e dalla densità, è funzione innanzitutto della  $V_s$ , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dalle recenti normative antisismiche.

L'elaborazione e l'interpretazione dei dati sismici è stata eseguita con l'ausilio del software "Easy Masw", prodotto dalla "Geostru", che consente di analizzare dati sismici (common-shot gathers) acquisiti in campagna in modo tale da poter ricavare il profilo verticale della  $V_s$  (velocità delle onde di taglio) ed effettuare la classificazione del suolo ( $V_{s,30}$  e  $V_{s,eq}$ ) secondo le normative tecniche nazionali ed internazionali e la stima dei principali parametri geotecnici.

Tale risultato viene ottenuto tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh, determinate tramite la tecnica MASW.

La procedura si sviluppa in tre operazioni svolte in successione:

1. acquisizione multicanale dei segnali sismici, generati da una sorgente energizzante artificiale (maglio battente su piastra in alluminio), lungo uno stendimento rettilineo costituito da 12 geofoni ed una sorgente sismica;
2. estrazione del modo fondamentale dalle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh (una curva per ogni acquisizione);
3. inversione delle curve di dispersione per ottenere profili verticali 1D delle  $V_s$  (un profilo verticale posizionato nel punto medio di ogni stendimento geofonico).

Entrando nel merito della elaborazione, per la determinazione del profilo verticale della  $V_s$  (e quindi la  $V_{seq}$ ), il primo passo riguarda la "Determinazione dello Spettro di Velocità" ed il "picking" della curva di dispersione. Successivamente si procede con la modellazione diretta o l'inversione della curva di dispersione interpretata dall'utente.

Una volta caricati i dati si procede con il calcolo dello spettro di velocità, e quindi si effettua il picking della curva di dispersione cioè la selezione dei punti che appartengono ad un certo modo di propagazione dell'onda superficiale. Successivamente, per ottenere il profilo verticale della  $V_s$ , è necessario eseguire l'inversione della curva di dispersione precedentemente "piccata".

L'inversione viene effettuata grazie all'utilizzo di una solida tecnica di ottimizzazione (algoritmi genetici) che richiede un notevole impegno delle risorse di calcolo del computer. La contropartita è una soluzione più affidabile e una stima dell'attendibilità del modello ricavato (deviazioni standard).

Grazie alle conoscenze geologiche dell'area in esame, si è stabilito per l'interpretazione dei dati acquisiti una modellistica a 3 strati. Le curve di dispersione relative ai sondaggi sismici eseguiti sono mostrate di seguito. Le analisi del profilo sismico MASW ha permesso la definizione di modelli 1D di velocità delle onde di taglio, localizzabili nei baricentri dello stendimento.

Poiché la profondità  $H$  del substrato (definito come quella formazione di roccia o terreno molto rigido) caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s è maggiore di 30 metri, di seguito si fornisce come velocità equivalente delle onde di taglio il parametro  $V_{s30}$ , così come descritto nel paragrafo 3.2.2. delle NTC 2018.

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 25 di 50
---	---	--	-------------------------------------

Il tipo di suolo ricade nella categoria sismica C ovvero: 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,.

Nel sondaggio denominato Masw 2 effettuato in prossimità della torre 09 il tipo di sottosuolo ricade nella categoria sismica B ovvero: depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s.

Nel sondaggio denominato Masw 4 relativo alla torre 13 il tipo di sottosuolo ricade invece nella categoria sismica E ovvero: 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.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>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.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Deposit</i>
D	<i>Deposit</i>
E	<i>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.</i>

Categorie di sottosuolo

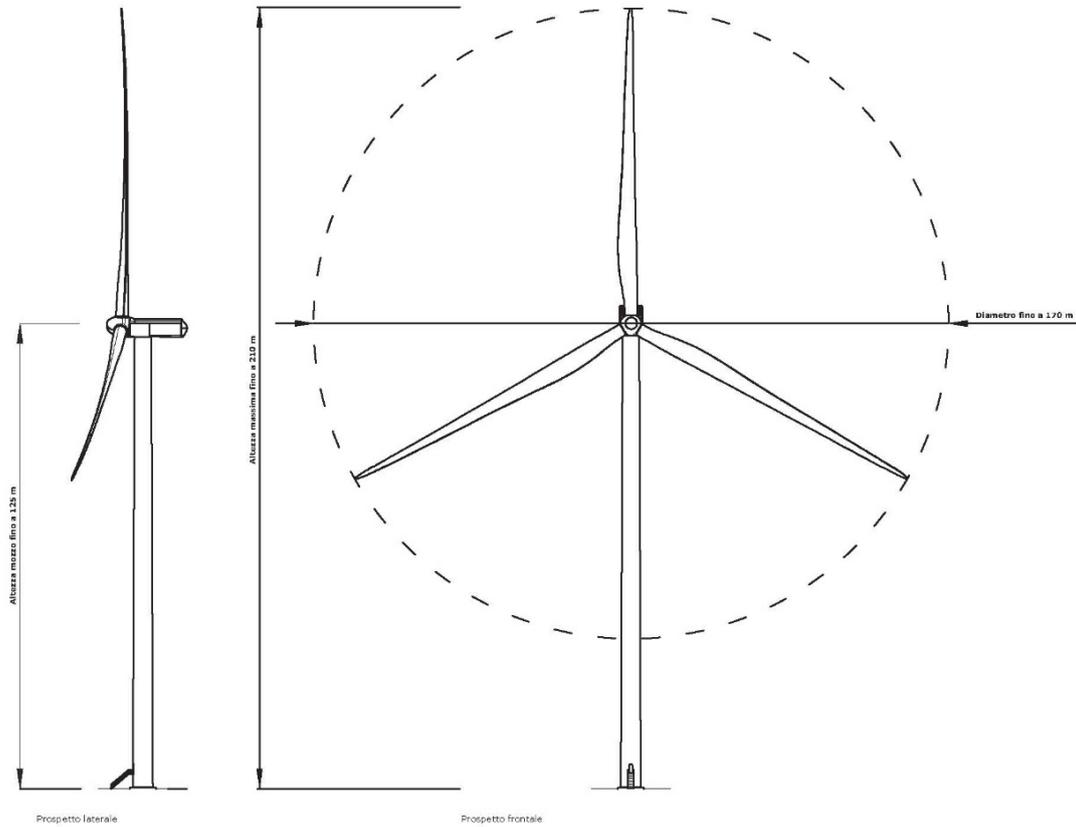
Per maggiori dettagli sull'aspetto sismico e geologico si rimanda all'apposito elaborato "Relazione Geologica" denominato "Elaborato B3".

## 7. CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dai documenti relative ad aerogeneratori di caratteristiche simili a quelle di progetto.

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 26 di 50
---	---	---	-------------------------------------

## 7.1. Sistema di riferimento



Le sollecitazioni sono applicate a +20 cm sul piano dell'estradosso della flangia di base del primo concio della torre. In particolare:

- $M_{res}$ : extreme resulting bending moment –  $M_{res} = M_x + M_y$ ;
- $M_z$ : simultaneous torsion moment;
- $F_{res}$ : simultaneous resulting shear force –  $F_{res} = F_x + F_y$ ;
- $F_z$ : simultaneous vertical force.

## 7.2. Carico da neve

### 7.2.1. Calcolo del carico da neve

Il carico provocato dalla neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 27 di 50
---	---	--	-------------------------------------

in cui:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al §3.4.2 delle NTC 2018;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3 delle NTC 2018;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4 delle NTC 2018;
- $C_t$  è il coefficiente termico di cui al §3.4.5 delle NTC 2018.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale.

### 7.2.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1'500 m sul livello del mare, il carico della neve  $q_{sk}$  risulterà pari a:

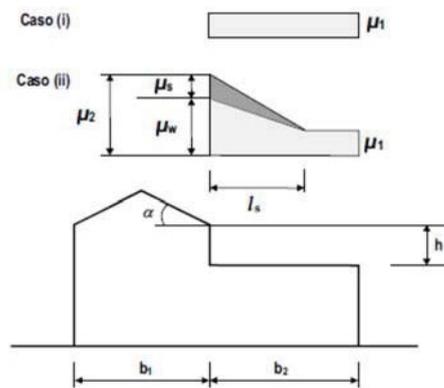
$$\begin{aligned}
 & \text{ZONA III} \\
 & q_{sk} = 0,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m} \\
 & q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s > 200\text{m}
 \end{aligned}$$

con  $a_s$  la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

### 7.2.3. Coefficiente di forma

I coefficienti di forma dipendono dalla forma stessa della struttura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. Si dovranno considerare anche gli eventuali effetti dei possibili accumuli causati dallo scivolamento della neve dalle parti della struttura poste a quota superiore.

Tale condizione di carico è denominata Caso (ii) della figura seguente:



I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (zone piane) - vd. Tab.3.4.II delle NTC}$$

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

- $\mu_s$  rappresenta il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve, che vale:
  - $\mu_2 = 0$  per coperture con pendenza  $15^\circ$ ;
  - $\mu_2$  pari al 50% del carico da neve della copertura sovrastante avente una pendenza superiore a  $15^\circ$ ;
- $\mu_w$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

Il coefficiente  $\mu_w$  dovrà comunque essere compreso tra:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da  $l_s = 2h$ , e comunque  $5 \leq l_s \leq 15$  metri.

#### 7.2.4. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione.

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

#### 7.2.5. Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio,  $C_t$  è posto pari a 1,00.

#### 7.2.6. Riepilogo azione della neve

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne il carico dovuto alla presenza della neve. A tali carichi non è stato applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza.

SNOW LOADS					
$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
0	0	-87,72	0	0	0

Carico da neve caratteristico

### 7.3. Carico da vento estremo

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'azione del vento. A tali carichi non è stato applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza.

CHARACTERISTIC EXTREME WIND LOADS			
$M_{res}$	$M_z$	$F_{res}$	$F_z$
[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
180730	-17193	1475	-8396

Carico da vento estremo caratteristico

### 7.4. Carico in condizioni sismiche

I carichi in condizioni sismiche sono valutati in accordo con il D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e la Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Sono state considerate anche le risultanze delle indagini geologiche di riferimento.

LATITUDINE [°]	LONGITUDINE [°]
37°43'59.67" N	12°43'07.35" E

Coordinate geografiche sito

PARAMETERS OF THE STRUCTURE					
Latitudine	Longitudine	Classe d'uso	Coefficiente d'uso $C_u$	Vita nominale $V_N$	Vita riferimento $V_R$
-	-	-	-	$V_N$	$V_R$
COMUNE DI MAZARA DEL VALLO		IV	2,0	50	100

Parametri sismici di progetto

		<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice	B.4
			Revisione	01
			Data Revisione	24/03/2023
			Pagina	31 di 50

PARAMETRI DI PERICOLOSITA' SISMICA												
STATO LIMITE	$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$S_S$	$S_T$	$a_{max}$	$C_c$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
	%	anni	g	-	s	-	-	g	[-]	[s]	[s]	[s]
<b>SLO</b>	0,81	60	0,025	2,448	0,194	1,500	1,000	0,038	1,805	0,116	0,349	1,702
<b>SLD</b>	0,63	101	0,033	2,456	0,218	1,500	1,000	0,049	1,737	0,126	0,378	1,731
<b>SLV</b>	0,10	949	0,077	2,610	0,334	1,500	1,000	0,115	1,508	0,168	0,504	1,906
<b>SLC</b>	0,05	1950	0,098	2,639	0,353	1,500	1,000	0,147	1,481	0,174	0,522	1,991

Valori degli spettri di risposta di progetto

#### 7.4.1. Carico sismico in condizioni SLO (Stato limite di operatività)

S.L.O. SEISMIC LOADS					
$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
18,45	61,50	-8872,59	-6247,51	1874,25	1,69

Sollecitazioni allo SLO

#### 7.4.2. Carico sismico in condizioni SLD (Stato limite di danno)

S.L.D. SEISMIC LOADS					
$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
25,26	84,20	-8872,59	-8553,39	2566,02	2,31

Sollecitazioni allo SLD

#### 7.4.3. Carico sismico in condizioni SLV (Stato limite di salvaguardia della vita)

S.L.V. SEISMIC LOADS					
$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
52,96	176,54	-8872,59	-17933,01	5379,9	4,84

Sollecitazioni allo SLV

#### 7.4.4. Carico sismico in condizioni SLC (stato limite di prevenzione del collasso)

S.L.C. SEISMIC LOADS					
$F_x$	$F_y$	$F_z$	$M_x$	$M_y$	$M_z$
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
71,68	238,93	-8872,59	-24271,25	7281,38	6,55

Sollecitazioni allo SLC

#### 7.5. Carichi di esercizio

Si riportano I carichi di esercizio forniti da Vestas:

- Char.load : carico caratteristico;
- Prob.:1e-2: carico con probabilità di superamento 1e-2;
- Prob.:1e-4: carico con probabilità di superamento 1e-4.

Production loads				
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4
$M_{res}$	[kNm]	1.643E+05	125623.27	134984.90
$M_z$	[kNm]	-13249.78	-4540.63	-7180.67
$F_{res}$	[kN]	1340.98	969.55	1105.52
$F_z$	[kN]	-7632.66	-7475.15	-7509.94

Carichi di esercizio

#### 7.6. Carichi di fatica

Per la fondazione devono essere considerati i carichi medi. I carichi medi devono essere combinati con i carichi equivalenti o con lo spettro del carico di fatica.

I carichi sono posti all'altezza di + 0,20 m. I carichi equivalenti indicati possono essere utilizzati solo se la proprietà del materiale può essere caratterizzata da una curva S / N con la stessa pendenza data per i carichi equivalenti.

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads				
		Mean load	Range m = 4	Range m = 7
$F_y$	[kN]	536.47	824.77	693.55
$M_x$	[kNm]	-71669.22	47131.54	53240.71
$M_z$	[kNm]	-339.45	10899.17	9796.75

Carichi di fatica per N=1E7 cicli

#### 7.7. Azione sismica sul plinto

L'analisi sismica sulla fondazione della torre è stata svolta considerando il metodo semplificato dell'analisi

pseudostatica. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = f_{3s} \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,50 K_h$$

in cui:

- $f_{3s}$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame  $f_{3s}$  si assume pari a 0,28.

**Tab. 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	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

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima al sito

## 7.8. Carichi alla base della fondazione

I carichi alla base della fondazione si ottengono aggiungendo ai carichi verticali che agiscono in sommità della fondazione, i pesi propri del terreno e del plinto di fondazione, incrementando altresì i momenti agenti in sommità del piedistallo del momento di tra- sporto dovuto alle forze orizzontali.

## 8. FONDAZIONE TORRE EOLICA

### 8.1. Modello di calcolo

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 34 di 50
---	---	---	-------------------------------------

A riguardo della Fondazione della torre eolica, al momento della progettazione esecutiva verrà utilizzato specifico software capace di creare un modello in cui il plinto di Fondazione è modellato con elementi plate, mentre I pali sono schematizzati come elementi beam.

I carichi vengono applicati su un nodo collegato con rigid-link ai nodi ai plate del plinto per simulare l'effetto irrigidente del torrino. Lo scopo di questa modellazione è quello di ricavare sollecitazioni flessionali, taglianti e assiali sui singoli pali e sul plinto di fondazione in modo da disporre il dimensionamento e le opportune verifiche.

## 8.2. Modellazione pali di fondazione

Anche nel caso dei pali, per carichi orizzontali, il terreno viene simulato come un mezzo alla Winkler. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di costante  $k_h$ . Essendo il palo una struttura di elevata snellezza, in termini di modello di Winkler, essi risultano "infinitamente lunghi"; inoltre i carichi applicati sono azioni concentrate all'estremità del palo, pertanto in tali condizioni il modello alla Winkler fornisce risultati senz'altro accettabili. È evidente, inoltre, che il regime di sollecitazioni e deformazioni è fortemente influenzato da variazioni delle caratteristiche del terreno lungo l'asse del palo; tali variazioni sono assai frequenti per i pali di fondazione, che spesso attraversano stratificazioni di terreni diversi, e quindi diventa assai utile la possibilità offerta dal metodo di Winkler di simulare agevolmente tali variazioni.

### 8.2.1. Costante di Winkler orizzontale per i pali

Nella pratica per terreni uniformi si considera  $k_h$  costante con la profondità (terreni argillosi sovraconsolidati) e  $k_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di Reese e Matlock (1956):

in cui:

- $d$  rappresenta il diametro del palo;
- $z$  è la profondità di calcolo;

### 8.2.2. Terreni coerenti

Per le argille sovraconsolidate si fa riferimento alla formula suggerita da Davisson (1970) che ha suggerito di porre:

in cui  $c_u$  rappresenta la coesione non drenata.

Per gli altri tipi di terreni coerenti i valori orientativi di  $n_h$  sono riportati nella seguente tabella:

Tipo di terreno	$n_h n [N/cm^3]$	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock (1956) Davisson, Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson (1970) Davisson (1970)
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson (1970) Wilson, Hilts (1967)
Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

### 8.2.3. Terreni incoerenti

Per i terreni incoerenti il valore di  $n_h$  dipende dallo stato di addensamento e dalla presenza o meno della falda; può essere ottenuto dall'espressione:

nella quale  $\gamma$  rappresenta il peso dell'unità di volume del terreno ed è pari a  $\gamma'$  (peso dell'unità di volume del terreno alleggerito) nel caso ci troviamo sotto falda. Valori orientativi di  $n_h$  e  $A$  sono riportati nella tabella seguente:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di $A$	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di $A$	200	600	1500
$N_h [N/cm^3]$ , sabbie non immerse	2,5	7,5	20
$N_h [N/cm^3]$ , sabbie immerse	1,5	5	12

### 8.2.4. Costante di Winkler verticale per i pali

La costante di elasticità laterale verticale del terreno è calcolata con la formula:

$$k_v = \frac{2 \gamma G}{[2 \cdot (1+\nu)]}$$

in cui:

- $G$  rappresenta il modulo di elasticità trasversale del terreno, pari a  $G$ ;
- $\nu$  è un coefficiente funzione della snellezza del palo di fondazione, pari a  $\nu = \ln [2,5 \cdot (1 - \nu) \cdot L]$ .

con  $L$  pari alla lunghezza del palo e  $r_0$  pari al suo raggio.

La costante di elasticità alla punta del palo, invece, è stata calcolata secondo la formulazione del metodo di Randolph e Wroth (1978). Tale formulazione è la seguente:

### 8.3. Combinazioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzate le combinazioni di carico, gli involuipi e i coefficienti parziali di sicurezza adottati.

N	Name Combo	G <sub>1</sub>	G <sub>1,unifor</sub>	Q	NEVE	SLO	SID	SLV	SLC	VENTO	CARICHI ESERCIZIO: CHAR LOAD	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-2	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-4	CARICHI FATICA: MEAN LOAD	CARICHI FATICA: RANGE m-4	CARICHI FATICA: RANGE m-7	TERRENO DI RIPORTO SISMA X	TERRENO DI RIPORTO SISMA Y
1	SLU 1 NEVE	1.3	1.3		1.5					0.9								
2	SLU 2 VENTO	1.3	1.3		0.8					1.5								
3	QUASI PERMANENTE	1.0	1.0									1.0						
4	RARA	1.0	1.0										1.0					
5	COMBO FATICA 1	1.0	1.0											1.0				
6	COMBO FATICA 2	1.0	1.0												1.0			
7	COMBO FATICA 3	1.0	1.0													1.0		
8	SLV1	1.0	1.0					1.0				1.0					1.0	
9	SLV2	1.0	1.0					1.0				1.0						1.0
10	SLV3	1.0	1.0					1.0				1.0					-1.0	
11	SLV4	1.0	1.0					1.0				1.0						-1.0
12	SLV5	1.0	1.0					-1.0				1.0					-1.0	
13	SLV6	1.0	1.0					-1.0				1.0						-1.0
14	SLV7	1.0	1.0					-1.0				1.0					1.0	
15	SLV8	1.0	1.0					-1.0				1.0						1.0

### 8.4. Verifiche pali CFA

Sotto il plinto di fondazione si ipotizza, dato il livello di progettazione, che non è esecutivo, un numero di pali pari a 24, tipo CFA,  $\phi 1500$  mm aventi lunghezza pari da 25 a 30 m. Per le verifiche è stata considerata la situazione stratigrafica descritta precedentemente. Si ipotizza che la falda sia posta, a vantaggio di sicurezza, a 10 m dal piano campagna.

La capacità portante del terreno è stata verificata sia in condizioni non drenate sia in condizioni drenate, sia per l'azione del vento che per l'azione sismica, nonché per i carichi statici, secondo la combinazione A1+M1+M3.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G <sub>1</sub>	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

La resistenza di calcolo del palo singolo  $R_d$  verrà determinate in fase esecutiva mediante metodi di calcoli analitici, con riferimento ai parametri del terreno.

 <p><b>FICHTNER</b> ITALIA <b>INGEGNERIA PROGETTI s.r.l.</b></p>	<p align="center"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 38 di 50</p>
---	--	---	---

## 9. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE

### 9.1. Definizione, impiego e classificazione delle fondazioni profonde

Terzaghi definisce profonda una fondazione per la quale il rapporto tra la profondità della base d'appoggio,  $D$ , e la larghezza,  $B$ , è maggiore di 10. Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Le più comuni fondazioni profonde sono i pali di fondazione.

Le fondazioni profonde sono di norma più costose delle fondazioni superficiali, per cui si ricorre ad esse quando la soluzione con fondazioni superficiali non è in grado di soddisfare le esigenze del problema geotecnico. In particolare le fondazioni profonde sono impiegate per:

- trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti;
- trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto;
- resistere ad azioni di trazione;
- resistere ad azioni orizzontali;
- resistere in gruppo a carichi inclinati;
- assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali.

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

#### Rispetto alle dimensioni

- piccolo diametro o micropali ( $d \leq 25$  cm);
- medio diametro ( $30 \leq d \leq 60$  cm);
- grande diametro ( $d \geq 80$  cm). Rispetto al materiale costituente
- calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera);
- acciaio;
- legno.

#### Rispetto al procedimento costruttivo

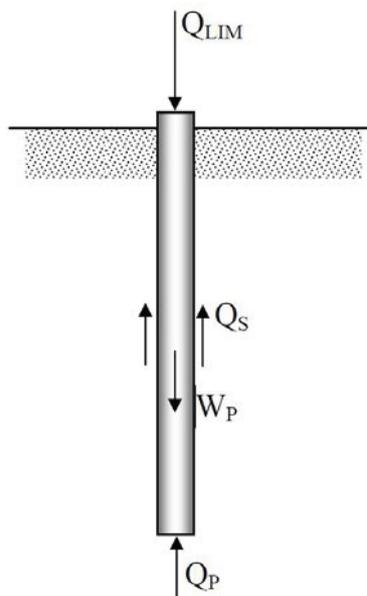
- infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera);
- trivellati (con asportazione di terreno);
- trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno.

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 39 di 50
---	---	---	-------------------------------------

## 9.2. Capacità portante per carico verticale di un palo isolato

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema della seguente figura.



Schema per il calcolo della capacità portante di un palo isolato

Il palo è un corpo cilindrico che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base. Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo. Le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base. Immaginiamo di applicare un carico verticale progressivamente crescente alla sommità del palo. Inizialmente, ovvero se il carico è piccolo, l'equilibrio è garantito solo da tensioni tangenziali nella parte superiore del palo. Poi, al crescere dell'intensità della forza, la deformazione del palo si propaga verso il basso e iniziano i cedimenti della base del palo. Oltre un certo valore del carico gli scorrimenti relativi tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante sono tali da avere prodotto la completa mobilitazione delle tensioni tangenziali d'interfaccia, mentre vi è ancora un margine di crescita delle tensioni di compressione alla base.

Se indichiamo con  $Q_S$  la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza laterale e con  $Q_P$  la risultante delle tensioni di compressione alla base, quanto sopra detto comporta che, il carico applicato sulla sommità del palo è inizialmente equilibrato solo da  $Q_S$ . All'aumentare del carico applicato,  $Q_S$  cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi. Comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero  $Q_P$ . Poi  $Q_S$  non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta  $Q_P$ , fino alle condizioni di equilibrio ultime.

 	<b>ELENCO ELABORATI  PROGETTO DEFINITIVO  RELAZIONE GEOTECNICA  Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 40 di 50
---	---	---	-------------------------------------

La forza  $Q_s$  è la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza, le quali dipendono dall'interazione tra la superficie laterale del palo e un determinato spessore di terreno deformato. La forza  $Q_p$  invece è la risultante delle tensioni di compressione alla base del palo, le quali dipendono da un volume di terreno deformato, che si estende al di sopra e al di sotto della base del palo e le cui dimensioni sono funzione del diametro del palo. In pratica la completa mobilitazione della resistenza laterale ( $Q_s$ ) si ha per spostamenti del palo di 6 - 10 mm indipendentemente dal diametro, mentre la completa mobilitazione della resistenza di punta ( $Q_p$ ) si ha per spostamenti pari a circa l'8% del diametro per pali infissi e pari a circa il 25% del diametro per pali trivellati. La capacità portante per carico verticale di un palo isolato può essere valutata:

- con formule statiche;
- con formule dinamiche;
- dai risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche;
- dai risultati di prove di carico.

### **9.3. Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule statiche**

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato  $Q_{LIM}$  mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale  $Q_s$  e di quella di punta  $Q_p$ :

$$Q_{LIM} + W_p = Q_s + Q_p$$

essendo  $W_p$  il peso proprio del palo. Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale  $Q_s$  e di capacità portante di punta  $Q_p$  non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Nell'esposizione si farà riferimento per semplicità ad un terreno di fondazione omogeneo. In realtà un palo di fondazione attraversa spesso strati di diversa natura, o comunque con proprietà geotecniche variabili con la profondità, per cui la capacità portante dovrà essere valutata per sommatoria dei contributi dei differenti strati.

#### 9.4. Capacità portante laterale

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \int_0^L \tau_s \cdot D \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

**I metodi attualmente più utilizzati sono due, il metodo  $\alpha$  e il metodo  $\beta$ . E' buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.**

##### 9.4.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate (metodo $\alpha$ )

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni totali si assume la seguente formulazione:

$$r_{us} = \alpha c_u$$

Per la determinazione del fattore di riduzione si possono considerare le formulazioni dall'AGI (1984) sotto riportate:

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza  $\alpha$  per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
	Acciaio	$\leq 25$	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		$> 75$	0,40	

Indicazioni sui valori di  $\alpha$  sono contenute, altresì, nella seguente tabella (Viggiani, Tab. 13.3)

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Tab. 13.3. Valori di  $\alpha$  (eq. 13.9)

#### 9.4.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate (metodo $\beta$ )

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni efficaci, si adotta la seguente formulazione:

$$r_{us} = K_v a'(z) \mu$$

con  $\mu$  che rappresenta il valore del coefficiente di attrito, dipendente dall'interfaccia palo-terreno, e  $K$  coefficiente che correla la tensione efficace verticale con quella orizzontale.

Si comprende che per i pali battuti la tensione orizzontale, per effetto dell'infissione del palo, cresce e può al limite raggiungere il valore di rottura per spinta passiva; al contrario. Per i pali trivellati si può giungere alle condizioni di rottura per spinta attiva. Si noti, tuttavia, che  $a'(z)$  è una tensione litostatica, e quindi principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente  $K$  deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

<i>Tipo di palo</i>	<i>Valori di K</i>		<i>Valori di <math>\tan \delta</math></i>	
	<i>per stato di addensamento</i>			
	<i>sciolto</i>	<i>denso</i>		
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan \phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan \phi'$

 	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 43 di 50
---	---	---	-------------------------------------

## 9.5. Capacità portante di punta

### 9.5.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate

In genere il termine di capacità portante di punta  $Q_p$  di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta (10%-20%) alla capacità portante totale. Per la stima di  $Q_p$  si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (c_u \cdot N_e + \sigma_{v0,p})$$

in cui  $A_p$  è l'area di base del palo,  $q_p$  è la capacità portante unitaria,  $c_u$  è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo,  $\sigma_{v0,p}$  è la tensione verticale totale alla punta, e  $N_e$  è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9. Molto spesso il peso del palo  $W_p$  e il termine  $A_p \cdot \sigma_{v0,p}$  sono trascurati, poiché quasi si compensano, e si pone:

$$Q_p = 9 c_u A_p$$

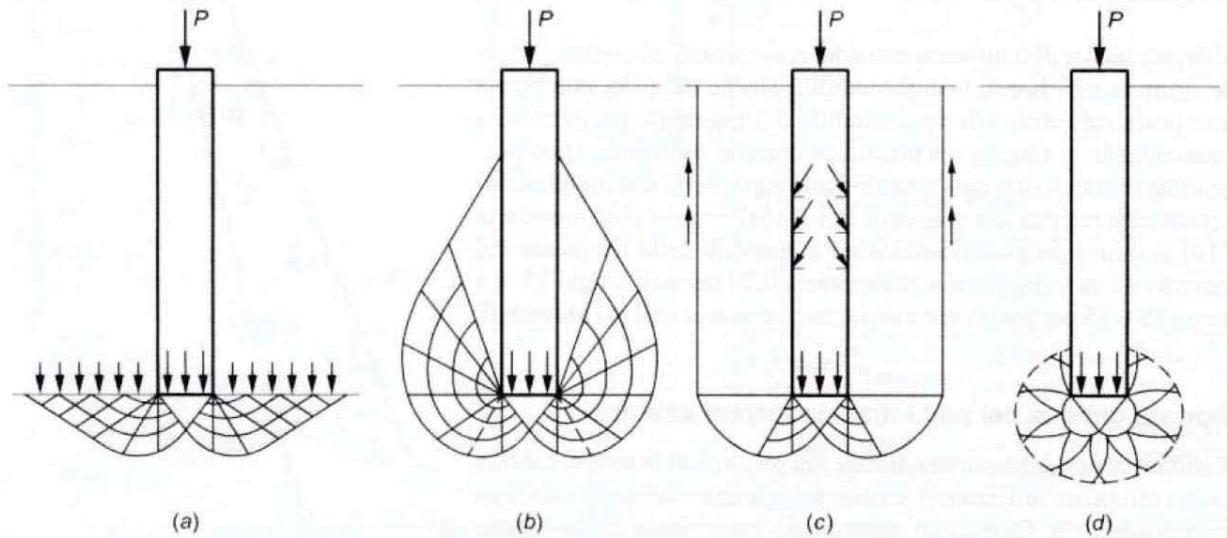
### 9.5.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate

La capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

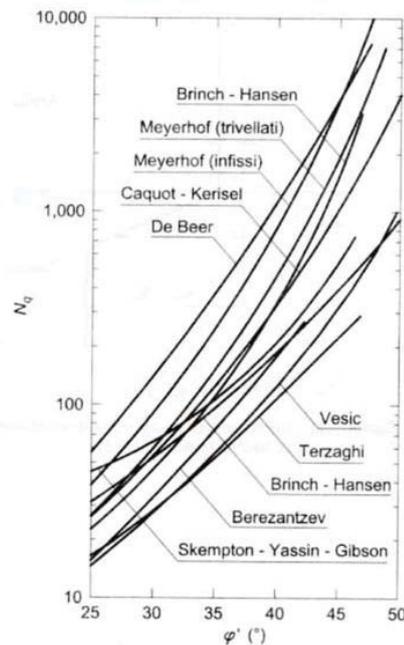
$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot \sigma'_{v0,p} \cdot N_q$$

in cui  $A_p$  è l'area di base del palo,  $q_p$  è la capacità portante unitaria,  $\sigma'_{v0,p}$  è la tensione verticale efficace alla punta,  $N_q$  è un fattore di capacità portante. Il valore di  $N_q$  dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato.

Nelle seguenti figure sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di  $N_q$ . Come si può notare la dispersione dei valori è molto alta e crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio.



Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic



Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore  $N_q$

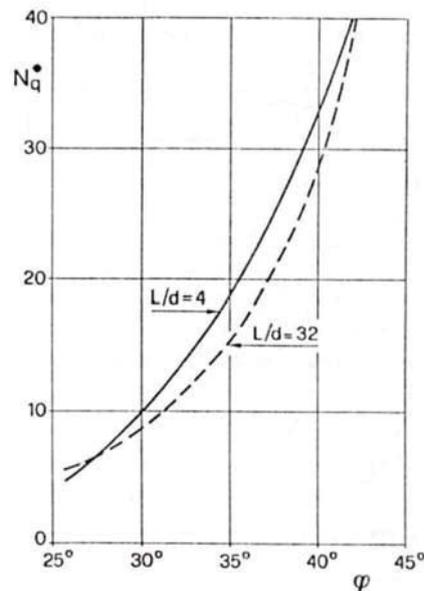
Ad esempio, è stato proposto di assumere:

- per pali battuti  $\Phi'_d = \frac{\phi' + 40^\circ}{2}$ ;
- per i pali trivellati  $\Phi'_d = \phi' - 3^\circ$

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti esse sono



condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta, come già è stato detto, per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. È pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione formalmente identica a quella scritta precedentemente ma con un coefficiente  $N^*$ , inferiore ad  $N$  e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.



Valori del coefficiente di capacità portante  $N^*$  corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta

### 9.6. Capacità portante di pali in gruppo

Molto spesso i pali di fondazione sono utilizzati in gruppo. **La distanza minima fra i pali di un gruppo non dovrebbe essere inferiore a tre volte il diametro.** A causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo, il comportamento di un palo del gruppo, sia in termini di rigidità sia in termini di resistenza, non è eguale al comportamento del palo isolato. L'interazione fra i pali del gruppo dipende da molti fattori, i principali dei quali sono la distanza fra i pali, le modalità di messa in opera dei pali, la natura del terreno di fondazione, l'entità dei carichi applicati, il tempo. Si definisce efficienza del gruppo di pali il rapporto tra il carico limite del gruppo  $Q_{LIM,G}$  e la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono:

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}}$$

L'efficienza del gruppo può essere maggiore, eguale o minore di 1, ma la Normativa impone di assegnare a

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 46 di 50
---	---	---	-------------------------------------

EG valori non superiori ad 1.

Di seguito si mostrano alcuni valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti.

<i>Tipo di palo</i>	<i>i/D</i>	<i>E<sub>G</sub></i>
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

L'efficienza di un gruppo di pali in terreno coesivo, se la struttura di fondazione non interagisce con il terreno, è di norma assunta pari ad 1 per interassi superiori a 8 volte il diametro e compresa tra 1 e 0,6 in caso contrario. Se la struttura di fondazione interagisce con il terreno, il carico limite di un gruppo di pali in terreno coesivo, e quindi portanti prevalentemente per aderenza o attrito laterale, è di norma assunto pari al minore fra i due seguenti valori:

- a. la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono (ovvero  $E_G = 1$ ),
- b. la capacità portante di un blocco avente altezza pari alla lunghezza dei pali e base delimitata dal perimetro del gruppo.

### 9.7. Capacità portante per carico orizzontale

Il problema della determinazione della resistenza di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; nell'ambito della presente trattazione si farà riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964) di seguito descritta.

Il calcolo del carico limite  $H_{lim}$  scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo ed è governata dai seguenti aspetti:

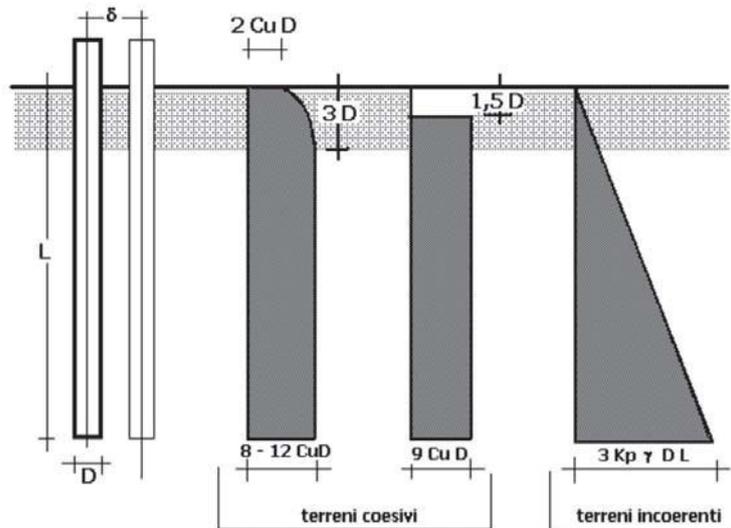
- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

In particolare, nell'ipotesi di terreno omogeneo con proprietà costanti con la profondità, si distinguono le due seguenti tipologie di rottura con riferimento alla resistenza del terreno:

- rottura in condizioni non drenate analizzata in termini di tensioni totali per i terreni a comportamento prevalentemente coesivo;
- rottura in condizioni drenate analizzata in termini di tensioni efficaci per i terreni a comportamento

prevalentemente incoerente.

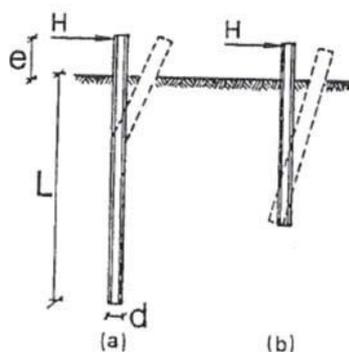
Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato nella seguente figura:



per un terreno coesivo, alla superficie il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a  $p = 2 c_u D$ ; per una profondità  $z > 3D$  il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale  $p = (8 - 12) c_u D$ . Ai fini di un'analisi semplificata Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a  $z = 1.5D$  e a partire da tale profondità costante pari a  $p = 9 c_u D$ ;  
 per un terreno incoerente si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge  $p = 3 k_p \gamma z D$ .

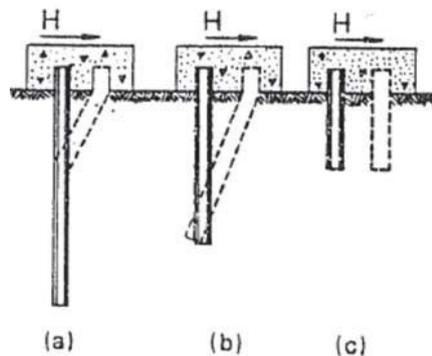
In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:

- palo libero di ruotare per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
  - a. di palo "lungo" – Figura (a);
  - b. di palo "corto" – Figura (b).



	<p style="text-align: center;"><b>ELENCO ELABORATI PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GEOTECNICA Parco Eolico Mazara del Vallo</b></p>	<p>Codice Revisione Data Revisione Pagina</p>	<p>B.4 01 24/03/2023 48 di 50</p>
---	---	---	---

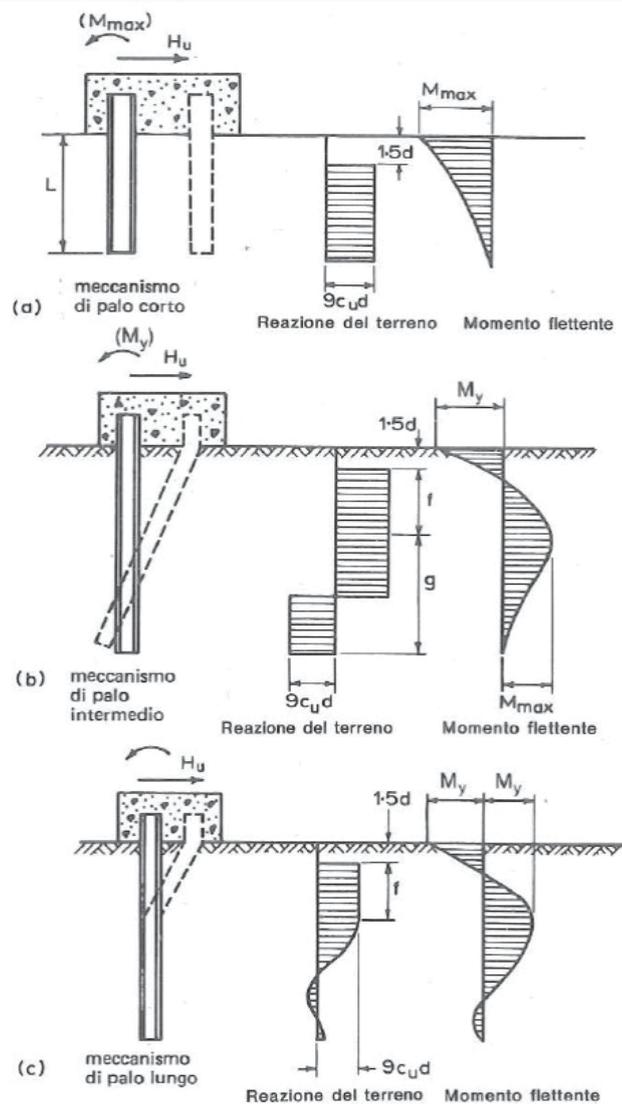
- palo impedito di ruotare in testa per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
  - a. di palo “lungo” – Figura (a);
  - b. di palo “intermedio” – Figura (b);
  - c. di palo “corto” – Figura (c);



Il valore di  $H_{lim}$  deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plasticizzato (caso di palo “corto”) oppure dalla prematura formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo in numero tale da rendere il complesso palo-terreno un meccanismo (caso di palo “intermedio” e “lungo”). Con riferimento alla sola condizione di palo sollecitato lateralmente con rotazione in testa impedita, si riporta separatamente la trattazione nel caso di terreni a comportamento prevalentemente coesivo e di terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

#### 9.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo – rotazione impedita in testa

Nella seguente Figura si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno coesivo.



Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto".

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione pertanto, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica, si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $f$ .

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", come si prevede essere la previsione progettuale esecutiva, il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità  $(1.5d + f)$  uguaglia il momento di plasticizzazione  $M_y$  generando in tal modo una seconda cerniera plastica. In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio

	<b>ELENCO ELABORATI          PROGETTO DEFINITIVO          RELAZIONE GEOTECNICA          Parco Eolico Mazara del Vallo</b>	Codice Revisione Data Revisione Pagina	B.4 01 24/03/2023 50 di 50
---	---	---	-------------------------------------

alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite  $H_u$  e  $f$ .

## 10. CONCLUSIONI

Le condizioni geologiche e geomorfologiche sono tali per cui l'area può essere definita "stabile". I rilievi geologici di superficie e le osservazioni geomorfologiche non hanno evidenziato segni morfologici tali da poter parlare di una instabilità generale dell'area. Inoltre, una marcata omogeneità geolitologica dei terreni affioranti rappresentano una garanzia di stabilità, per cui sono da escludere eventuali fenomeni che possano compromettere la stabilità dell'area.

Con la presente relazione si sono voluti indicare a partire dalle condizioni geologiche e geomorfologiche dei siti le cui caratteristiche sono state acquisite dallo studio geologico, i criteri e i modelli di calcolo che potranno essere utilizzati in fase esecutiva.

Va da sé che da una analisi, seppur non approfondita, del modello di calcolo interagente con le condizioni geologiche le aree di intervento sono da considerarsi stabili e i siti idonei a recepire favorevolmente il sistema terreno-fondazione ipotizzato per il repowering del parco eolico in oggetto.

Pertanto, da quanto descritto in precedenza sulle condizioni geomorfologiche e geolitologiche e idrogeologiche delle aree di intervento e sulla stabilità delle aree stesse, si può asserire che gli interventi, così come previsti e descritti negli elaborati di progetto, non comporteranno turbativa all'assetto idrogeologico del suolo, né condizioneranno la stabilità del versante.

In ultima analisi, quindi, le aree interessate possono considerarsi idonee alla realizzazione delle opere progettate.